

Nemzeti
Közszolgálati
Egyetem
Víz tudományi Kar

Kutassy Emese

GEODÉZIAI ALAPISMERETEK II.



SZÉCHENYI 



MAGYARORSZÁG
KORMÁNYA

Európai Unió
Európai Szociális
Alap



BEFEKTETÉS A JÖVŐBE

Geodéziai alapismeretek II.

VÁKÁT OLDAL

Kutassy Emese

Geodéziai alapismeretek II.



LUDOVIKA
EGYETEMI KIADÓ
Budapest, 2021

A projekt az Európai Unió támogatásával, az Európai Szociális Alap (ESZA) társfinanszírozásával valósul meg (a támogatási szerződés száma: EFOP-3.4.3-16-2016-00003, a projekt címe: Stratégiai oktatási kompetenciák minőségének fejlesztése a felsőoktatásban, a megváltozott gazdasági és környezeti feltételekhez történő adaptációhoz és a képzési elemek hozzáférhetőségének javításáért).

Szerző
Kutassy Emese

Lektorálta
Dr. Takács Bence Géza egyetemi docens

Kiadja a Nemzeti Közszerzői Egyetem
Ludovika Egyetemi Kiadó Iroda
A kiadásért felel: Koltay András rektor

Székhely: 1083 Budapest, Ludovika tér 2.
Kapcsolat: kiadvanyok@uni-nke.hu

Felelős szerkesztő: Karácsony Fanni
Olvasószerkesztő: Szabó Ilse
Korrektor: Bujdosó Hajnalka
Tördelőszerkesztő: Stubnya Tibor

ISBN 978-963-531-511-6 (nyomtatott)
ISBN 978-963-531-445-4 (elektronikus PDF) | ISBN 978-963-531-446-1 (ePub)

© A szerző, 2021
© A kiadó, 2021

Minden jog védve.

Tartalom

Előszó	9
1. Alaphálózatok	11
1.1. Az alappont és a részletpont fogalma	11
1.2. A geodéziai alappontok és alapponthálózatok csoportosítása	12
1.2.1. A helymeghatározó adatok száma szerinti csoportosítás	12
1.2.2. A rendűség szerinti csoportosítás	12
1.2.3. A hálózat területi kiterjedése szerinti csoportosítás	13
1.3. A mérések típusai	13
1.4. A számítás elve	14
1.4.1. A számítás szempontjából	14
1.4.2. Passzív és aktív hálózat	14
1.5. Országos vízszintes alapponthálózat	14
1.6. Országos GPS Hálózat, OGPSH	18
1.7. Országos magassági alapponthálózat	20
1.8. Integrált Geodéziai Alapponthálózat	21
1.8.1. INGA hálózat kialakulása	22
2. Térbeli helymeghatározás navigációs műholdrendszerrel	27
2.1. A műholdas helymeghatározás alapelve	27
2.2. A távolságmeghatározás elve	29
2.2.1. Távolságmeghatározás időméréssel	29
2.2.2. Távolságmeghatározás fázisméréssel	31
2.3. A műholdak által sugárzott jelek és adatok	32
2.3.1. MÉRőjelek a műhold-vevő távolság meghatározásához	32
2.3.2. Navigációs üzenetek	33
2.3.3. Egyéb üzenetek	33
2.4. GNSS-rendszer felépítése	33
2.4.1. A GPS-rendszer kialakulása és felépítése	34
2.5. A műholdas helymeghatározás vonatkoztatási rendszere	35
2.5.1. A helymeghatározást terhelő hibahatások	37
2.5.2. GPS-koordináták átszámítása az országos vízszintes és magassági rendszerbe	38
2.6. A GPS észlelési módszerei	39
2.7. GNSS-infrastruktúra	40
2.7.1. Az adatok továbbítása	43
2.7.2. Minőségbiztosítás	44
2.8. A GNSS alkalmazásai	44
3. Alappontsűrítés	47
3.1. Alappont-meghatározási módszerek	47
3.2. Iránymérések tájékozása	48
3.3. Pontkapcsolások	50
3.3.1. Előmetszés	51
3.3.2. Ívmetszés	54

3.4. Sokszögelés	56
3.4.1. A sokszögvonala vezetése	57
3.4.2. A sokszögvonala mérése	58
3.4.3. A sokszögvonala számítása	58
4. Tahimetria: az egyidejű vízszintes és magassági mérés	63
4.1. Általában	63
4.2. A tahiméterek szerkezete	63
4.3. A tahiméterek osztályozása	64
4.3.1. Az egyszerű tahiméter	64
4.3.2. A redukáló tahiméter	65
4.3.3. Az elektronikus tahiméter	65
5. Mérőállomások	67
5.1. A mérőállomások csoportjai	67
5.1.1. Manuális vezérlésű mérőállomások	67
5.1.2. Robot-mérőállomások	67
5.2. A szögmérő egység	68
5.2.1. Gyártási és szerelési hibák	68
5.2.2. Felállítási hibák	68
5.2.3. Személyi hibák	70
5.3. A távmérő egység	70
5.3.1. A ferde távolság	71
5.3.1.1. Összeadó-állandó	71
5.3.1.2. Meteorológiai javítás	72
5.3.2. A vízszintes és a függőleges távolság	73
5.3.3. Alapfelületi távolság	74
5.3.4. A vetületi távolság	75
5.3.5. Az alapfelületi (tengerszinti) és a vetületi távolság	75
5.3.6. Távmerési módok	76
5.4. Számító rész	76
5.4.1. Adattárolás, valamint adatsere műszer és számítógép között	76
5.4.2. Alapvető beállítások	77
5.5. Gyakori programok	77
5.5.1. Álláspont létesítése	78
5.5.2. Szabad álláspont létesítése	78
5.5.3. Poláris koordinátamérés	79
5.5.4. Poláris kitézés	80
6. Vízi vonalas létesítmények állapotfelmérése	83
6.1. Adatgyűjtés és tervezés	83
6.2. Vízszintes és magassági alapponthálózat létesítése	85
6.3. Szelvényezés	85
6.4. Keresztszelvények mérése	88
6.5. Irodai feldolgozás	89
6.5.1. Keresztszelvény szerkesztése	90

6.5.2. Hossz-szelvény szerkesztése	91
6.5.3. Helyszínrajz készítése	92
7. Közművek	93
7.1. Közműfelmérés és -nyilvántartás	93
7.2. A közműnyilvántartás	94
7.2.1. Egységes elektronikus közműnyilvántartás (e-közmű)	95
7.2.1.1. Az e-közmű részére történő adatszolgáltatás	96
7.3. A közműalaptérkép készítése	98
7.3.1. A felmérés végrehajtása	98
7.4. Föld alatti vezetékek műszeres kutatása	99
7.4.1. Elektronikus vezetékkutató műszerek működési elve	100
7.4.2. A nyomvonal és a mélység megállapításának elve	102
7.5. Talajradarok	104
7.5.1. A talajradar működése elve	105
8. Terepfelvétel	107
8.1. Domborzati alapismeretek	107
8.2. Terepfelmérési technológiák	108
8.2.1. Szelvényvonalas terepfelmérési technológia	109
8.2.2. Rácshálózatos terepfelmérési technológia	109
8.2.3. Lineáris interpolálás	111
8.3. A felmérendő részletpontok kiválasztása	112
8.4. Magassági viszonyok ábrázolása a térképen	113
9. Mederfelvétel	117
9.1. Mélységmérés	118
9.2. Alaponthálózat	119
9.3. Mederfelmérési technológiák	119
9.3.1. Kötél melletti szelvényezés	119
9.3.2. Repülő szelvényezés	120
9.3.3. Ultrahangos és rádiótáv mérős mederfelmérés	121
9.3.4. Medermérés robot-mérőállomással	121
9.3.5. Medermérés GNSS-támogatással	123
10. Kitűzés	125
10.1. Egyenes vonalak kitűzése	125
10.1.1. Egyenes kitűzése egyszerű eszközzel	125
10.1.2. Egyenes kitűzése műszerrel	128
10.2. Vízszintes szögek kitűzése	129
10.2.1. A kettős szögprizma és használata	129
10.3. Adott vízszintes koordinátájú pontok kitűzése	133
10.3.1. Kitűzés derékszögű méretekkal	133
10.3.2. Kitűzés poláris méreteekkel	134
Bibliográfia	137
Ajánlott irodalom	139

VÁKÁT OLDAL

Előszó

A *Geodéziai alapismeretek II.* tankönyv célja, hogy a *Geodéziai alapismeretek I.* tankönyvben foglaltakat tovább bővítse a „vizes” mérnökök számára szükséges és nélkülözhetetlen ismeretekkel.

Ebben a tankönyvben megismerkedünk a hazai alapponthálózatokkal, a hagyományos alappontsúrírtési módszerekkel és a műholdas helymeghatározás alapjaival, valamint a mérőállomásokkal. Bemutatjuk a vízügyi szakmában elengedhetetlen vízi vonalas létesítmények állapotfelmérését, a közműfelméréseket, terep- és mederfelvételeket, valamint a különböző kitzúzési módszereket. Megismerkedünk a felmérésekhez használatos eszközökkel és módszerekkel, illetve számításokkal, megjelenítési formákkal.

A tankönyv elsősorban a Nemzeti Közszolgálati Egyetem Víz tudományi Karán zajló vízügyi üzemeletető mérnök alapképzés oktatási anyagaként szolgál. A tananyag feltételez matematikai és fizikai alapismereteket, ami nélkül a tananyag megértése és elsajátítása nehézségekbe ütközhet. A témakörök részben egymásra épülnek, ezért javasolt a sorrendiség betartása az ismeretek elsajátítása érdekében.

A tananyag elkészítése során törekedtem arra, hogy egy fél éves kurzus keretében átadható ismeretanyagot csak olyan részletességgel tárgyaljak, ami egy leendő „vizes” mérnök számára hasznos és érthető. Az alaposabb és részletesebb ismeretek elsajátításához a bibliográfiában felsorolt szakirodalmakat ajánlom.

Ezúton szeretnék köszönetet mondani Zsóri Andrea és Bencze Krisztián hallgatóknak, demonstrátoroknak, akik az ábrák megszerkesztésében segítségemre voltak.

Baja, 2020. január

A szerző

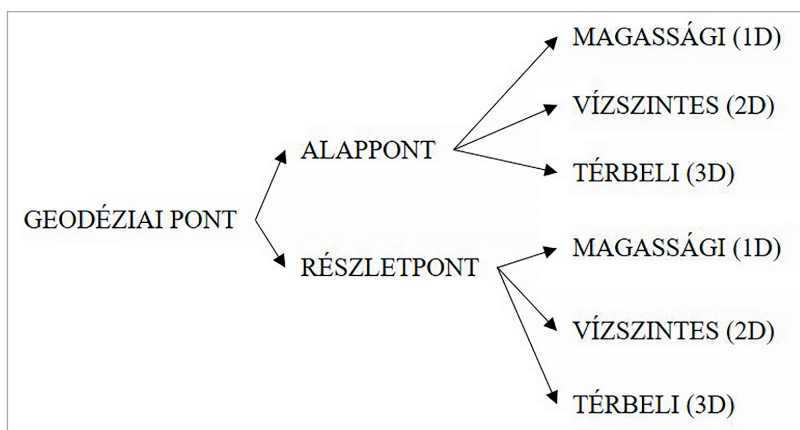
VÁKÁT OLDAL

1. Alaphálózatok

1.1. Az alappont és a részletpont fogalma

A *pont* egy végtelen kicsi, dimenzió nélküli elem. A geodéziai pontok azonban a valóságban létező, azonosítható, térbeli kiterjedésű, mondhatni „kézzel fogható” pontok. A geodéziai mérések során a természetben kijelölt pontok helyét kell meghatározniuk.

A geodéziai helymeghatározást két lépésben valósítjuk meg: először létrehozunk azokat a különleges pontokat, amelyekhez képest a többi pont helyét közvetlenül meghatározunk. Az elsőként létrehozott különleges pontokat alappontoknak, míg a meghatározandó, bemérendő pontokat részletpontoknak nevezzük (1.1. ábra).



1.1. ábra: A geodéziai pontok csoportosítása (a szerző szerkesztése)

Alappontnak nevezzük a terepen jól azonosítható és időtálló módon megjelölt olyan pontot, amelynek helymeghatározó adatai kellő pontossággal ismertek egy adott vonatkoztatási rendszerben.

Az alappont-meghatározás célja az alappontok koordinátáinak megadása. Az alappontokból álló alapponthálózatok adják meg egy országon belül azt a keretet, amely a geodéziai tevékenység összhangját biztosítja.

Részletpontnak nevezzük a Föld felszínén található természetes alakulatok és mesterséges tárgyaik térképi ábrázolás céljára kiválasztott alakjelző pontjait. A részletmérés célja a részletpontok koordinátáinak meghatározása.

Az alapponttal szemben támasztott követelmények:

- *Allandó módon van megjelölve:* a terepen fizikailag is létezik.
- *Mozdulatlan:* hosszabb idő alatt az alappont – a környezetéhez képest – nem végez mozgást.
- *Egyértelműen azonosítható:* a pont terepi megjelölésének egyértelműnek kell lennie.
- *Meghatározása fölös számú méréssel történt:* alappontnak csak olyan pont fogadható el, amelynek meghatározása fölös adatokon alapszik.

- Minden meghatározó mérés hibahatáron belül van, és a pont koordinátái nagy pontossággal ismertek: alappontokat csak geodéziai pontossággal, azaz a szakmai szabályzatok előírásainak betartásával szabad meghatározni.
- Magasabb (néha azonos) rendű pontokból származik. (A geodéziai hálózatok hierarchiája, a „nagyból a kicsi felé” haladás elve, amit a későbbiekben fogunk ismertetni.) Részletpontok – mint adott pontok – alapján nem lehet alppontot létrehozni. Az adott pontoknak ugyanahhoz a vonatkoztatási rendszerhez kell tartozniuk: alppont-sűrítést egyidejűleg csak egy rendszerben szabad végezni.
- A mérés és számítás folyamata megfelelően dokumentált. A mérés és a számítás nyomkövethetősége fontos alapelv. Az eredeti mérési eredményeket és minden paramétert, átalakítást, feltételt, amelyek a számítás végeredményét befolyásolják, dokumentálni kell.

1.2. A geodéziai alppontok és alpponthálózatok csoportosítása

A geodéziai alppontokat általában nem egyenként határozzuk meg, hanem egy nagyobb számú csoportot hozunk létre úgy, hogy köztük mérési kapcsolatokat teremtsünk. Az alppontok rendszerét alpponthálózatnak nevezzük.

A geodéziai alppontokat különböző szempont szerint csoportosítjuk.

1.2.1. A helymeghatározó adatok száma szerinti csoportosítás

- *Magassági* (másként: egydimenziós vagy 1D) alppontok, csak egyetlen helymeghatározó adattal rendelkeznek, ez általában a tengerszint feletti magasság.
- *Vízszintes* (másként: kétdimenziós vagy 2D) alppontok, két helymeghatározó adattal rendelkeznek. Ez a két adat az ellipszoidi földrajzi szélesség (ϕ) és az ellipszoidi földrajzi hosszúság (λ) vagy vetületi síkban az Y, X koordináták.
- *Térbeli* (másként: háromdimenziós vagy 3D) alppontok, három helymeghatározó adattal rendelkeznek. Ezek lehetnek az ellipszoidi adatok, a földrajzi szélesség (ϕ), a földrajzi hosszúság (λ) és az ellipszoid feletti magasság (h), vagy a térbeli derékszögű koordináták: X, Y, Z .

Meg kell említeni még az integrált hálózatokat, amelyek egyre jobban előtérbe kerülnek. Az integrált hálózat az olyan geodéziai alppontok együttesét jelent, ahol az 1D, a 2D és a 3D meghatározások valamilyen kombinációja érvényesül.

1.2.2. A rendűség szerinti csoportosítás

A geodéziai alpponthálózatok több lépésben készültek a „nagyból a kicsi felé” haladás elvét követve. Először egy térélelő hálózat, egy keret készült, amelyben a pontok helyzetét a legnagyobb pontossággal kellett meghatározni, és utána erre a hálózatra támaszkodva hoztak létre egy sűrűbb hálózatot. Így alakult ki a hálózatok hierarchiája, amelyet a hálózatok, illetve alppontok rendűségével fejezünk ki.

A magyar geodéziai hálózatok rendűsége (hierarchiája) a következő:

A magyar *szintezési hálózat* elsőrendű, másodrendű, harmadrendű és negyedrendű országos szintezési alappontokból áll.

- Az első-, másod-, harmadrendű hálózatot *felsőrendű* szintezési hálózatnak nevezzük, és az ország teljes területét lefedi.
- Az *alsórendű* szintezési hálózat csak negyedrendű pontokból áll, amelyeket alkalmanként, szükség szerint létesítünk.

A jelenlegi magyar *vízszintes hálózat* elsőrendű, harmadrendű, negyedrendű, ötödrendű és felmérési alappontokból áll.

- Az első- és harmadrendű alappontokat *felsőrendű* pontoknak nevezzük,
- A negyedrendű és alacsonyabb rendű vízszintes alappontok az *alsórendű* pontok.

A felső- és negyedrendű alappontok együtt alkotják az *országos vízszintes hálózatot*. Ez a hálózat Magyarországon az 1990-es évek közepére készült el. Ha a méréshez az országos vízszintes hálózat sűrűsége nem elég, akkor további alappontsűrítéssel ötödrendű vagy felmérési alappontokat határozzunk meg. Az első- és harmadrendű hálózatot *alaphálózatnak* (felsőrendű hálózatnak) is nevezzük.

A jelenlegi magyar térbeli (GPS-) hálózat *keretpontokból* és országos *alappontokból* áll.

Más csoportosítás szerint *egyszer mért* pontokat és *folyamatos mérésű* pontokat különböztetünk meg.

1.2.3. A hálózat területi kiterjedése szerinti csoportosítás

- *Helyi (lokális) hálózat*: Ilyen helyi jellegű hálózatokat például létesítmények, beruházások, ipartelepek megvalósításához építenek ki. A helyi hálózat koordináta-rendszere általában az építési, felmérési területhez igazodik.
- *Országos (nemzeti) hálózat*: Az országot teljesen lefedő geodéziai hálózatok: Egységes Országos Magassági Alapponthálózat (EOMA), Egységes Országos Vízszintes Alapponthálózat (EOVA), Országos GPS Hálózat (OGPSH).
- *Kontinentális (regionális) hálózat*: Európa egységes geodéziai hálózatai, amelyek az egyes nemzeti hálózatok egyesítéséből, a mérések közös kiegyenlítéséből jöttek létre: Egységes Európai Szintezési Hálózat (Unified European Leveling Network – UELN), Európai (vízszintes) Vonatkoztatási Rendszer (European Datum – ED,) Európai Vonatkoztatási Keret (European Reference Frame – EUREF).
- *Világhálózat*: A geodéziai világhálózatok az űrtechnika fejlődése, a műholdas helymeghatározás következményeként jelentek meg az 1960-as évektől kezdődően. A jelenlegi világhálózat megvalósítása 1993-ban kezdődött, neve International Terrestrial Reference Frame (ITRF).

1.3. A mérések típusai

- *1D hálózatban*: a szintezés és trigonometriai magasságmérés (magasságkülönbség-mérés).
- *2D hálózatban*: az iránymérés (irányérték-meghatározás), távmérés, hossz-mérés (távolságmérés), szélességmeghatározás, (földrajzi szélesség meghatározása), hosszúságmeghatározás (földrajzi hosszúság meghatározása), azimut-mérés (azimutmeghatározás).

- *3D hálózatban*: GPS/GNSS (abszolút: X, Y, Z ; relatív: $\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$) koordináta meghatározása, Satellite Laser Ranging – SLR (műhold-vevő távolság), Very Long Baseline Interferometry – VLBI ($\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$), altimetria (magasság).

1.4. A számítás elve

- *A pontonkénti eljárás*: a számítás pontról pontra haladva történt, a már kiszámított koordinátájú pontot a következő számítási ütemben adott pontnak tekintették, így haladtak az utolsó új pont kiszámításáig. Ez volt a régi módszer.
- *Az együttes kiegyenlítés*: egyetlen számítási folyamatban határozták meg a pontok koordinátáit. Ez ma a korszerű eljárás, mivel gyors és automatizálható.

1.4.1. A számítás szemponyjából

- *Szabad hálózat*: ha egyetlen ismert pontja sincs a hálózatnak. Ilyen volt például az elsődleges alaphálózatok kiegyenlítése.
- *Kötött vagy beillesztett hálózat*: ha a hálózatnak van megfelelő számú adott pontja. Az elnevezés arra utal, hogy az új pontokat beillesztik egy meglévő „keretbe”.

1.4.2. Passzív és aktív hálózat

A múltban a teodolitokkal, mérőszalagokkal végezték a méréseket, és a kezdetleges számítási eszközökkel végezték a számításokat, így a geodéziai hálózatok kiépítése igen hosszú folyamat volt, több évig, évtizedig is eltartott. A mérések megismétlésére nem volt lehetőség, mind a költségek, mind az időigényesség miatt. A pontok koordinátáit, ha egyszer meghatározták, hosszú ideig változatlanok, megmásíthatatlannak tartották.

Passzív hálózat: egy olyan hálózat, amelyben a pontok koordinátáit egyszer határozzák meg, és azokat örökre változatlanok tekintik.

Ma már a GPS-vevők folyamatos, teljesen automatizált mérést tudnak végezni, az adatok rögzítése és továbbítása a feldolgozó központokba az interneten keresztül szintén automatikusan történik. A permanens állomások (lásd 2.7. fejezet) számára akár naponta új koordináták számíthatók.

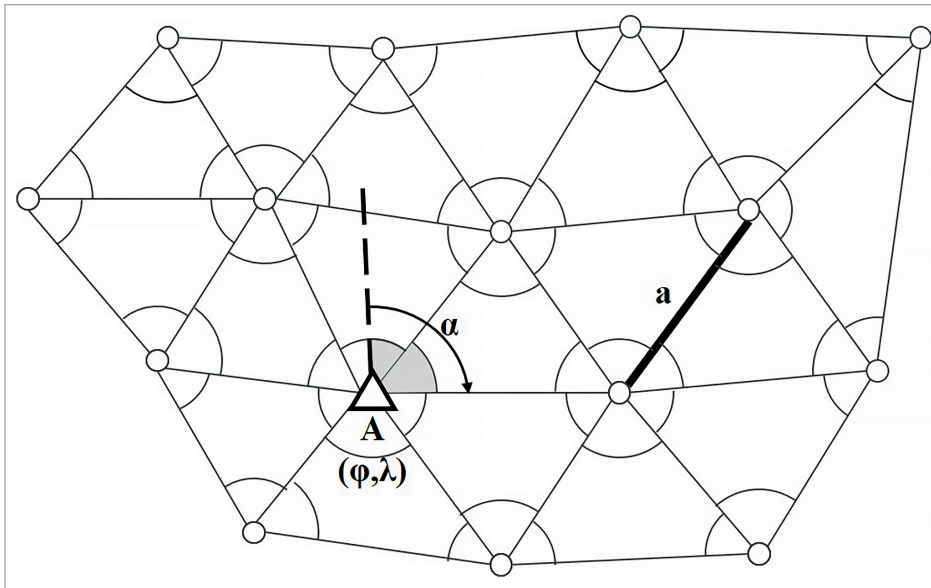
Aktív hálózat: a folyamatos méréseket végző, hálózatban üzemelő permanens állomások rendszere.

1.5. Országos vízszintes alapponthálózat

A vízszintes alappontok klasszikus meghatározási módszere a háromszögelés. Egy ponthalmaz pontjainak egymáshoz viszonyított helyzetét háromszögeléssel akkor tudjuk meghatározni, ha a pontok egymáshoz csatlakozó háromszögekből álló hálózatot alkotnak. Ebben a hálózatban ismernünk kell a háromszögek szögeit és oldalai hosszát. Mivel a háromszögek hálózatot alkotnak, elég elvileg egy oldalt megmérni, hiszen a szögek ismeretében az oldalhosszak számíthatók.

Ennek régen – a távmérők megjelenése előtt – volt jelentősége, mivel a hossz mérés nehezebb feladat volt, mint a szög mérés.

A hálózat alakját a háromszögek szögeinek mérésével határozzuk meg, de a méretének meghatározásához hossz mérés is szükséges. Ezzel a kétféle adattal (szög és oldalhossz) a pontok relatív helyzetét tudjuk meghatározni. Az abszolút helymeghatározáshoz, azaz ahhoz, hogy a pontok helyzetét az alapfelületen is meghatározzuk, csillagászati méréseket is kell végezni. A hálózatnak legalább egy pontjában meg kell határoznunk a pont földrajzi szélességet (φ) és hosszúságát (λ), és legalább egy oldalnak az északi iránnyal bezárt szögét, pontosabban az azimutját (1.2. ábra).



1.2. ábra: A háromszögelés elve (a szerző szerkesztése [1] alapján)

Tehát az elsőrendű vízszintes alaphálózat létesítésekor háromféle mérést kell végezni.

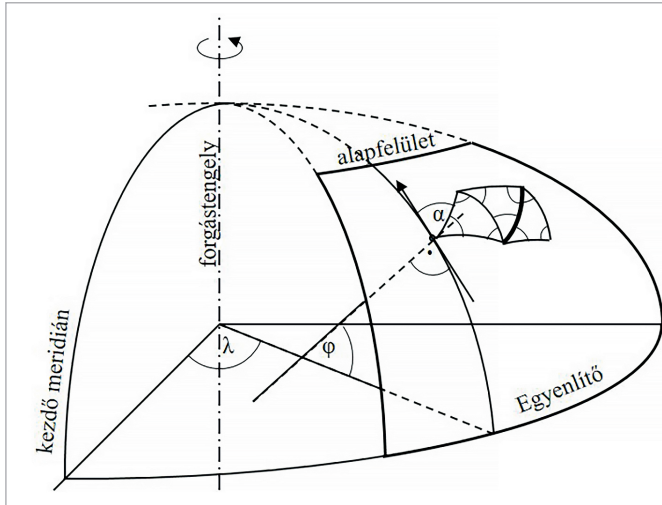
- szögmérést (iránymérést) a hálózat alakjának,
- hossz mérést (alaplínia mérést) a hálózat méretének,
- csillagászati-geodéziai mérést a hálózat helyzetének és tájékozásának meghatározásához.

Ez utóbbi kétféle mérést elvileg elég egy oldalra, illetve egy pontban elvégezni, de nem kielégítő. Az esetleges hibák feltárásához és az elkerülhetetlen mérési hibák hatásának csökkentése érdekében mindig szükség van fölös adatra, azaz több mért hosszra és több csillagászati adatra (1.3. ábra).

Az első országos vízszintes hálózatot még az Osztrák–Magyar Monarchia idején, 1859 és 1907 között építették ki a Bécsi Katonai Földrajzi Intézet katonatisztjei. Először egy elsőrendű, 30-50 km-es háromszögláncolatot hoztak létre, majd ezen belül építették ki a kitöltő hálózatot. Mivel a munkálatok közel fél évszázadig tartottak, és e hálózat számítása is részenként történt, így a csatlakozásoknál ellentmondások keletkeztek.

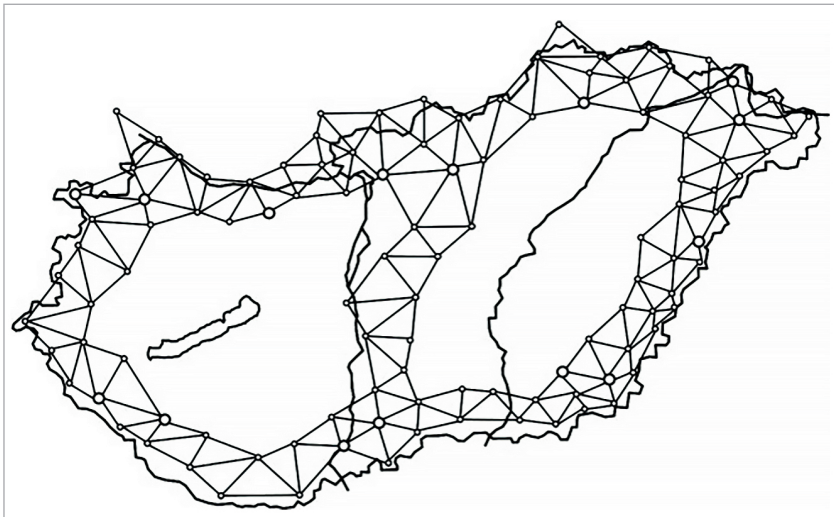
Az I. világháború után az új, önálló Magyarországon 1925-ben megindult a második országos vízszintes hálózat kiépítése a geodéziai alapok megteremtéséhez. Ez a hálózatépítés

a II. világháború miatt, 1939-ben abbamaradt. A világháborúban a pontok és a mérési anyag egy része elpusztult.



1.3. ábra: Alaphálózat elhelyezése (a szerző szerkesztése [2 p14] alapján)

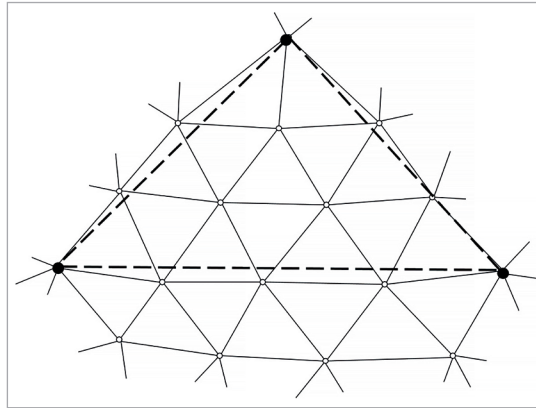
A háborút követően, 1949-ben elkezdődött a harmadik országos háromszögelési hálózat kiépítése, ami 1972-ben fejeződött be. Magyarországon ma ezt a vízszintes hálózatot használjuk, amelynek a neve: Egységes Országos Vízszintes Alapponthálózat (EOVA).



1.4. ábra: Keretláncolat váza (a szerző szerkesztése [2 p15] alapján)

A hálózat két szakaszban épült. Az első ütemben, 1948 és 1952 között, az országhatár mentén körbefutó láncolatot hoztak létre, amelyet a Duna-Tisza közén egy merevítő láncolattal kötöttek össze. Az elsőrendű háromszögekből álló láncolat oldalai átlagosan 30 km-es oldalhosszúságúak voltak

(1.4. ábra). A munkálatok gyorsítása miatt a merevítő láncolat szögmeréseit a második országos hálózat jegyzőkönyveiből vették át, és a kitöltő hálózatot 7 km-es harmadrendű háromszögekből építették ki (1.5. ábra). Ezzel kimaradtak a másodrendű pontok, ezért van az, hogy Magyarországon a felsőrendű vízszintes hálózat csak elsőrendű és harmadrendű pontokból áll.



1.5. ábra: A fiktív háromszög (a szerző szerkesztése [2 p16] alapján)

A számításokat az elsőrendű hálózatnak megfelelő sűrűségű hálózattal végezték, amihez a harmadrendű kitöltő hálózat pontjai közül úgynevezett domináns pontokat választottak ki. A hálózat, illetve hálózatrészek kiegyenlítésére az 1950-es és 1960-as években többször is kísérletet tettek.

A hálózatkiépítés második ütemében a hálózatot továbbfejlesztették. A fizikai távmérők megjelenésével lehetővé vált több elsőrendű oldalhossz közvetlen megmérése. Áttervezték az addigi I–III. rendű hálózatot, a nem megfelelő adatokat újra meghatározták. 1970 és 1973 között megtörtént a hálózat végleges számítása, önálló kiegyenlítése.

A hálózat alapfelülete a Kraszovszkij-féle ellipszoid lett, vetületi rendszere pedig a Gauss–Krüger-vetület, de csak a katonai térképekre és vonatkoztatási rendszerre vonatkozóan.

1972-ben új – a katonai felhasználástól elkülönülő –, polgári célú geodéziai alapokat (vonatkoztatási rendszert) hoztak létre Magyarországon.

Bevezették az *IUGG67 ellipszoidot* és az Egységes Országos Vetületi (EOV-) rendszert, valamint az Egységes Országos Térkép Rendszert (EOTR). A vízszintes alappontok pontszámait ehhez a térképrendszerhez kötik.

Magyarországon ma a polgári geodéziában a HD72 (Hungarian Datum 1972) vonatkoztatási rendszert (geodéziai dátumot) használjuk. Ez magában foglalja az IUGG67 ellipszoidot mint alapfelületet, a felsőrendű vízszintes alaphálózat állandósított pontjait az 1972. évi kiegyenlítés szerinti ellipszoidi koordinátaikkal, és a vetületi rendszert (EOV) a hozzá tartozó síkkoordinátákkal. Az alaphálózat pontosságára a kiegyenlítés utáni iránymérési középphibából lehet következtetni, ami $m_{irány} = 0,434''$. Ez 30 km-es átlagos oldal esetén 63 mm lineáris eltérést jelent.

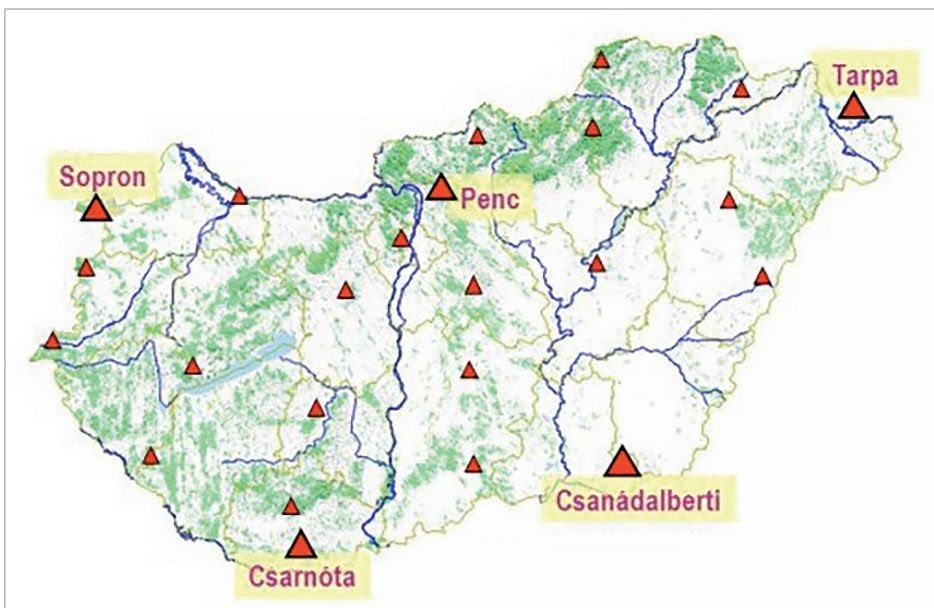
A felsőrendű vízszintes alapponthálózat kiépítése után került sor a negyedrendű hálózat kialakítására. Először egy-egy főpontot határoztak meg harmadrendű háromszögek súlypontjában, még a harmadrendű irányméréssel egy időben. Az 1960-as évek végétől túlnyomórészt hosszoldalú sokszögeléssel határozták meg a negyedrendű hálózat többi pontját. A IV. rendű hálózat átlagos oldalhossza 1,2 km.

Hazánkban a negyedrendű hálózattal az országos hálózat bezárul. A részletes felmérések végrehajtása során kell gondoskodni a további pontsűrítésről.

Meg kell említeni még egy sajátosságot, az úgynevezett iránypontokat, amelyeket azokhoz a felsőrendű pontokhoz telepítettek, ahonnan a terepszintről nem látható tájékozó pont. Két iránypontot állandósítottak, mégpedig az anyaponttól néhány száz méterre úgy, hogy az anyaponttól a két iránypontra menő irányok közel merőlegesek legyenek. Az iránypont pontleírásában az anyaponttól az iránypontra menő irány tájékozott irányértékét adták meg. Az iránypontnak nincsenek koordinátái, csak irányyszöge. A negyedrendű alappont létesítésekor az iránypontokat rendszerint negyedrendű pontként is meghatározták, és kaptak koordinátákat.

1.6. Országos GPS Hálózat, OGPSH

1987-ben kezdődött a hazai GPS-infrastruktúra tervezése. Elsőként az Országos GPS Keretpont-hálózatot hozták létre a már meglévő harmadrendű EOVA-pontok közül 11 ponttal. Ezek vasbeton megerősítést kaptak, és kényszerközponos GPS-antennaadaptert építettek be. Megépítettek még 12 pontot, amelyek hosszú távú mozgásvizsgálati célokat szolgálnak. A 24. pont Magyarország első permanens GPS-állomása lett, az akkori Földmérési és Távérzékelési Intézet (FÖMI) Kozmikus Geodéziai Observatórium (KGO) PENC nevű pontja (1.6. ábra).



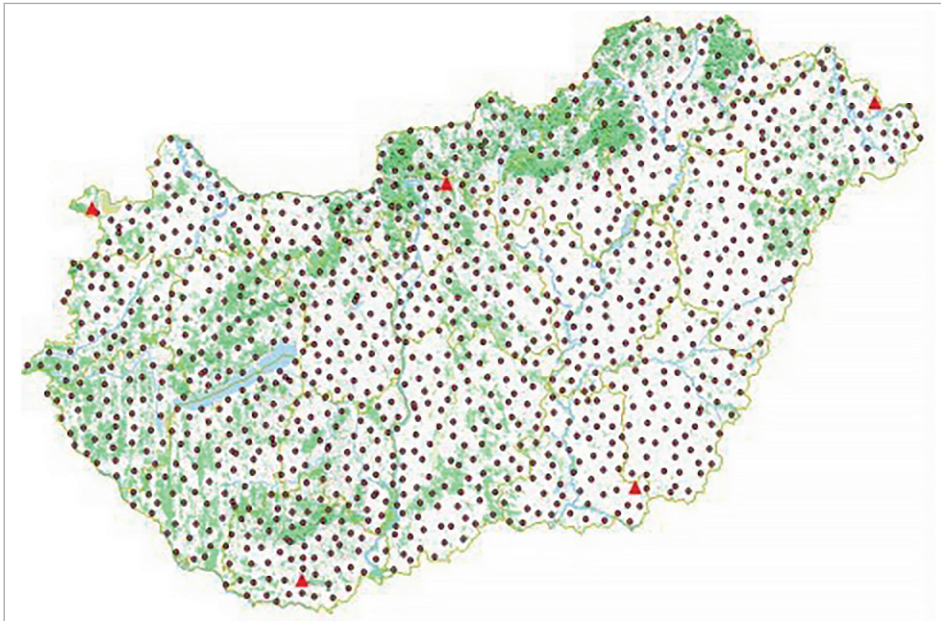
1.6. ábra: Az OGPSH kerethálózata [3 p6]

A kerethálózat egyben a hazai geodinamikai hálózat is, amelyet két évente újramérnek. 1995-ben az öt EUREF-pont (Csanádaltberti, Csarnóta, Penc, Sopron, Tarpa) végleges koordinátájával történt meg a kerethálózat kiegyenlítése.

2007 nyarán az OGPSH kerethálózatát újramérték és újra kiegyenlítették, majd újraszámolták az összes OGPSH-pont ETRS89 koordinátáit.

2007. október 25. óta az ETRS89/ETRF2000(R5) jelzésű koordináták a hivatalosak.

A GPS-technika elterjedésével elengedhetetlenné vált a GPS térbeli geocentrikus rendszere és a már meglévő geodéziai koordináta-rendszer közötti kapcsolat megteremtése. Ehhez a hagyományos hálózat alappontjai közül – megfelelő sűrűségben – a GPS-mérések elvégzésére alkalmas pontokat választottak ki, és meghatározták azok térbeli koordinátáit. Így a már mindkét rendszerben ismert koordinátákból meghatározták a transzformációs kapcsolatot. 1994–98 között létrehozták az Országos GPS Hálózatot (OGPSH). 1994-ben megtörtént a pontok kiválasztása, 1995–97 között magukra a GPS-mérésekre (1995-ben a Tiszántúlon, a másodikra 1996-ban a Duna-Tisza közén, majd 1997-ben a Dunántúlon) került sor. 1998-ban pedig a feldolgozás és az adatbázis létrehozása volt. Az OGPSH 1153 pontját az EOVA III. és IV. rendű pontjaiból választották ki, körülbelül 10 km-es pontsűrűséggel (1.6. ábra).



1.6. ábra: Az OGPSH pontjai [3 p8]

Az OGPSH eleinte az ETRS89 vonatkoztatási rendszer egyedüli elérését biztosította a terepi mérések során. Az aktív hálózat (GNSSnet.hu) megjelenése óta az ETRS89 és EOVA közötti transzformációs háttér biztosítása a feladata. Az OGPSH-pontok az EOVA-pontokétól eltérő pontleírást kaptak.

2007. október 25-én a térbeli vonatkoztatási rendszerünket pontosították, azaz az OGPSH-pontok ETRS89-koordinátái megváltoztak. Erre két okból is szükség volt. Egyrészt az európai kerethálózatot (ETRF) is többször finomították, és ehhez alkalmazkodni kellett, másrészt a szomszédos országokkal azonos pontok koordinátáinak egybevetéséből kiderült, hogy a térbeli koordinátáink korrekcióra szorulnak.

1.7. Országos magassági alapponthálózat

Magyarországon eddig négy országos szintezési hálózat volt.

Az *első országos (katonai) hálózat* 1873–1913 között az Osztrák–Magyar Monarchia területén létesült a bécsi Katonai Földrajzi Intézet szervezésében. A munkát katonatisztek végezték, ezért nevezik „katonai szintezésnek” is. Hét főalappontot (Maria Rast, Franzensfeste, Lischau, Ruttka Terebes, Vöröstorony, Nadap) építettek ki a hegységek felszíni sziklafelületét lecsiszolva és obeliszkkel védve. Az alapfelületet az Adriai-tenger középtengerszintjénél (Trieszt Molo Sartorio vízmérce 0 pontja) határozták meg. A Velencei-hegységben, Nadap községben lévő főalappontot 1873-ban állandósították, magasságát 1888-ban vezették le. Ez az alappont ma is létezik. Abszolút magassága a magyarországi szintezési hálózatok számítási kiindulópontja. A nadapi főalappontot szintezési ősjegynek vagy őspontnak is nevezik.

A *második országos* (Gárdonyi-féle) *hálózat* kiépítése 1921-ben kezdődött el, és *Gárdonyi Jenő* nevéhez fűződik. Mérése a két világháború között elkészült. 36 elsőrendű szintezési poligont építettek ki, átlagosan 260 km hosszú kerülettel. Ezen belül másodrendű vonalakat vezettek. Ez a hálózat a kor színvonalának megfelelő volt. A II. világháború kitörésével a hálózat körülbelül 60%-a elpusztult. A hálózat kiegyenlítésére 1949-ben került sor, de a pontpusztulás miatt gyakorlati célokra csak kismértékben volt használható.

A *harmadik országos* (Bendefy-féle) *hálózatot* 1948 és 1964 között építették ki, azzal a céllal, hogy minden lakott településen legyen legalább egy szintezési alappont. 23500 pont létesült, ami átlagosan 4 km²-ként 1 pontot jelent. Az elsőrendű hálózat pontjai 1948 és 1956 között készültek, a másodrendű hálózatot 1950 és 1958 között mérték, a harmadrendű hálózatot pedig 1950 és 1964 között. A hálózat kiépítése, a munkálatok irányítása *Bendefy László* nevéhez fűződik.

8 darab főalappontot létesítettek, és az előző hálózat meglévő pontjait is felhasználták. A munkálatok közben, 1960-ban elrendelték, hogy a kelet-európai szocialista országok térjenek át a balti alapszintre. Ez minden adriai rendszerű pont magasságának 0,6747 méterrel való csökkentését jelentette.

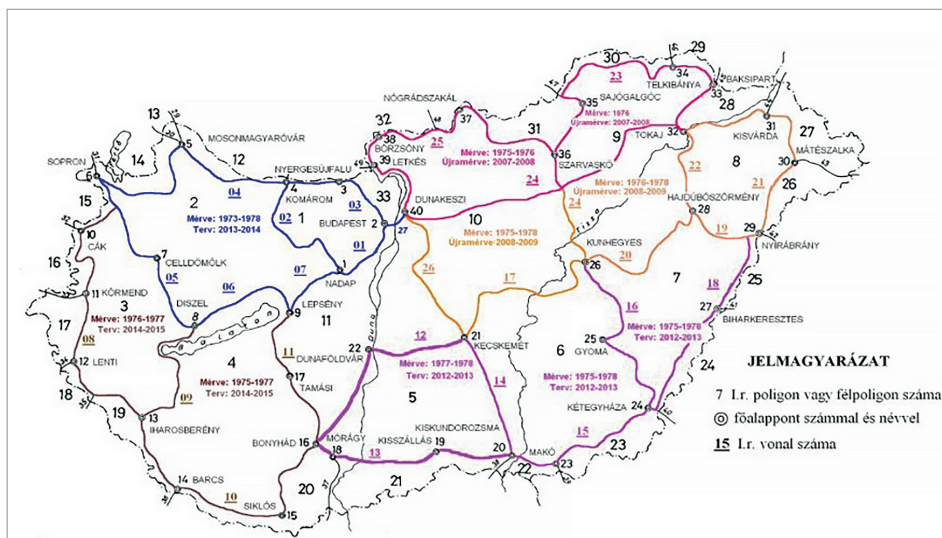
A *negyedik országos szintezési hálózat* kialakítása az 1970-es évektől indult, és 2006-ban fejeződött be. Ebben az időszakban vezették be az új magyar vízszintes vonatkozási rendszert (HD72, EOVA, EOV, EOTR) is. Az ország geodéziai alapjainak korszerűsítése keretében alakították ki az Egységes Országos Magassági Alapponthálózatot (EOMA), amelynek kiépítése *Joó István* nevéhez fűződik.

Az 1960-as évek közepétől nemzetközi igény volt a földkéregmozgás függőleges összetevőjének meghatározására, ezért hazánkban az EOMA-t úgy építették ki, hogy pontjai a kéregmozgási vizsgálatokra is alkalmasak legyenek. A már meglévő hálózat pontjai erre a célra nem voltak használhatók, mivel állandósításuk nem felelt meg az előírásoknak.

Olyan állandósítási módokat kellett alkalmazni, amelyek a felszín mozgásaitól (talajvízszintmozgás, üledés stb.) függetlenítik a pont mozgását, így ezek a pontok a földkéreg mozgását mutatják. Ezeket a kéregmozgás-vizsgáló pontokat nevezzük *K-pontnak* vagy *KKP*-nak (Közbenső Kéregmozgási Pont). A *K*-pontok létrehozásakor szembesültek a szakemberek a szintezési alappontok nagymérvű pusztulásával. Szükségessé vált egy újabb országos hálózat kiépítése, amely a kéregmozgás-vizsgáló hálózatra épülhetett.

Az EOMA első-, másod- és harmadrendű hálózatra tagolódik, a Bendefy-hálózathoz hasonlóan 1 pont/4 km² átlagos pontsűrűséggel. Az elsőrendű hálózat megegyezik az úgynevezett 0. rendű kéregmozgás-vizsgáló hálózattal. Ezeknek a pontoknak a meghatározását 1973 és 1978 között végezték. A másod- és harmadrendű hálózat meghatározása 2006-ban fejeződött be.

Az EOMA elsőrendű hálózatát (1.7. ábra) 11 poligon alkotja, amelyek 22 vonallal csatlakoznak a szomszédos országokhoz, illetve az európai szintezési hálózathoz. A csomópontok száma 17. Az elsőrendű vonalak 90%-a az előző hálózat valamely első-, másod- vagy harmadrendű vonalával azonos, és csak 10%-ban új kiépítésű vonal.



1.7. ábra: Az EOMA I. rendű hálózata [4]

Az EOMA I. rendű hálózatának 40 db főalappontja közül 15 db sziklára telepített pont (amiből 8 db a Bendefy-féle hálózat főalappontja), 25 db pedig különleges, mélyalaposítású pont. A csomópontok mindegyike főalappont. Két 80 km-nél távolabbi csomópont között is helyeztek el főalappontot.

A KKP-pontok föld alatti aknában elhelyezkedő, mélyalaposítású, speciális pontok, kizárólag kéregmozgás-vizsgálati célra.

20-25 évenként kerül sor a kéregmozgási hálózat (EOMA elsőrendű hálózat) újramérésére és a mozgások kimutatására. 2007-ben elkezdődött az EOMA elsőrendű hálózatának újramérése.

1.8. Integrált Geodéziai Alapponthálózat

Az Integrált Geodéziai Alapponthálózat (INGA) többféle szabatos geodéziai mérési technológiával – GNSS, szintezés, gravimetria – meghatározott alappontok szelektíven egyesített hálózata.

2013-ban jogszabály írta elő, hogy Integrált Országos Geodéziai Alaphálózatot (INGA) kell létrehozni és fenntartani, mégpedig a már meglévő EOVA, EOMA és az OGPSH hálózati pontok közül válogatva, azokat egy új hálózatban egyesítve.

A gyakorlatban ezek a pontok az EOMA I–III. rendű vonalainak szintezési kővel állandósított pontjai, amelyek központosan alkalmasak szabatos, nagy pontosságú GNSS-mérésekre is. A pontokon gravimetriai méréseket (nehézségi gyorsulás értékének meghatározása az adott helyen) is kell végezni.

Az új hálózat létrehozása azért szükséges, hogy a különböző hálózatokat egységbe foglalja, és mindezek mellett megfeleljen a korszerű mérési és pontossági követelményeknek. Fontos szempont, hogy az alappontok fenntartása hosszú távon is biztosítva legyen, és a pontok alkalmasak legyenek tudományos vizsgálatok végzésére. Olyan pontok létrehozására van szükség, amelyek alkalmasak valamennyi geodéziai mérési technológia alkalmazására, legfőképpen a GNSS-alapú magasságmeghatározásra.

1.8.1. INGA hálózat kialakulása

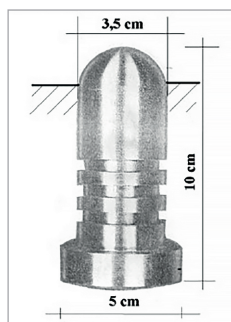
Az EOMA befejezése során (2004–2005) a Dunántúlon a III. rendű magassági alappontok meghatározása nem csak szintezéssel történt. Településenként létesítettek egy kővel állandósított főpontot. A főpont magasságát 6 vagy 12 órás GNSS-méréssel határozták meg. A magassági rendszer illesztéséhez, azaz a geoid unduláció (ellipszoid-geoid távolsága az adott helyen) meghatározásához a környező I. és II. rendű vonalak alkalmas pontjain is végeztek GNSS-méréseket.

A 2006–2007-es években a Bendefy-hálózat korszerűsítése során az 1, 5, 11 EOMA-polygonok területén is készültek ily módon III. rendű magassági alappontok.

2007-től az EOMA I. rendű hálózatának újramérésével egy időben a Duna–Tisza közén és a Tiszántúlon már célzottan a különbség meghatározására, illetve az INGA hálózat kiépítése érdekében történtek mérések. Először „geoidpontosítás” címen, később már kimondottan az INGA hálózat kiépítésének igényével. Gravimetriai mérések akkor még a források hiányában nem történtek.

Az INGA vonatkoztatási felülete a GNSS-gravimetriai geoid. Az INGA része a gravimetriai geoid és a GNSS-gravimetriai geoid, amely az INGA-pontok által lett definiálva.

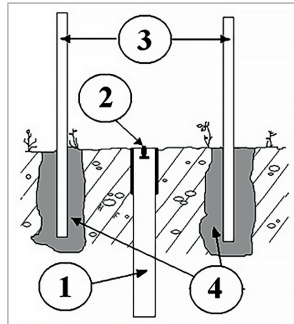
A hálózatba újonnan telepítendő pontok állandósítását mutatja az 1.8. ábra és az 1.9. ábra.



1.8. ábra: INGA-pont referencia-pontjele (15/2013. [III. 11.] VM rendelet 4. melléklet 1. ábra)

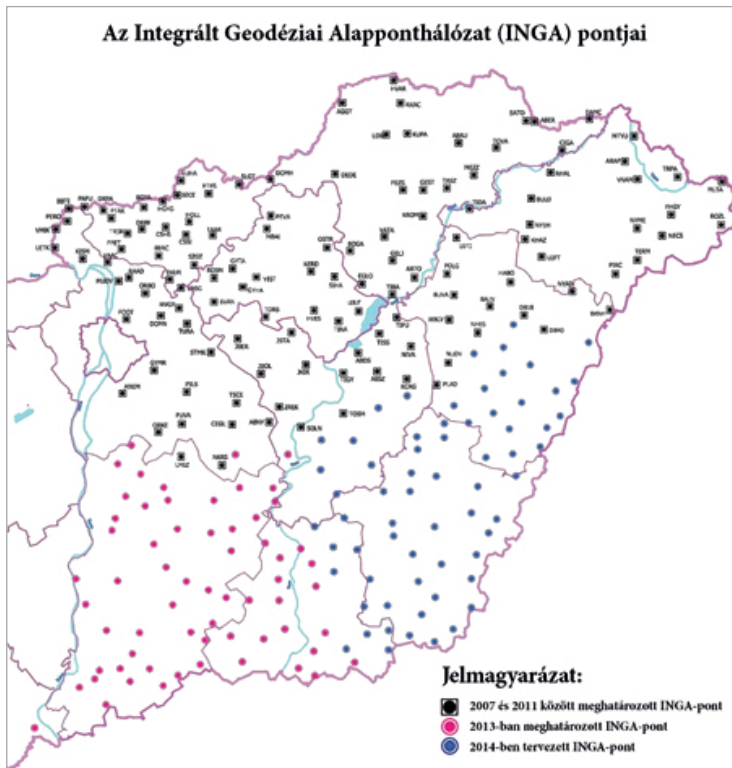
Az állandósítás helyszíni csömöszölt vasbeton alaptesttel (1) készül, ebbe foglalják a pontjelet (2). A pont felső 60 cm-es részét egy műanyag védőcsőben helyezik el, amely nem emelkedhet ki a talajszintből. A referencia-pontjel rozsdamentes acélból készített szintezési gomb. A pontot úgy helyezik el, hogy azon a pontra állás és a szintezőléc elhelyezése elvégezhető legyen. Ha út mellett

helyezik el a pontot, jelzőoszlopokat (3) kell lerakni a pont két oldalára az úttal párhuzamosan. Ahol szükséges, harmadik jelzőoszlop is lerakható. A jelzőoszlopokat is be kell betonozni (4).



1.9. ábra: INGA-pont állandósítása és pontvédő műve (15/2013. [III. 11.] VM rendelet 4. melléklet 2. ábra)

2007–2014 között a Dunától keletre mintegy 280 EOMA-alapponton történt nagy pontosságú GNSS-mérés (1.10. ábra). A mérések ütemezése követte az EOMA I. rendű hálózat újramérését. A meglévő EOMA-szakaszvégpontokon történt GNSS-meghatározás. Az INGA hálózat kiépítése és mérése során kapott adatokat felhasználták a valós idejű méréseknél alkalmazott VITEL (Valós Idejű Terepi Transzformációs Eljárás – lásd 2.5 fejezet) pontosítására is.



1.10. ábra: Az INGA pontjai [4]

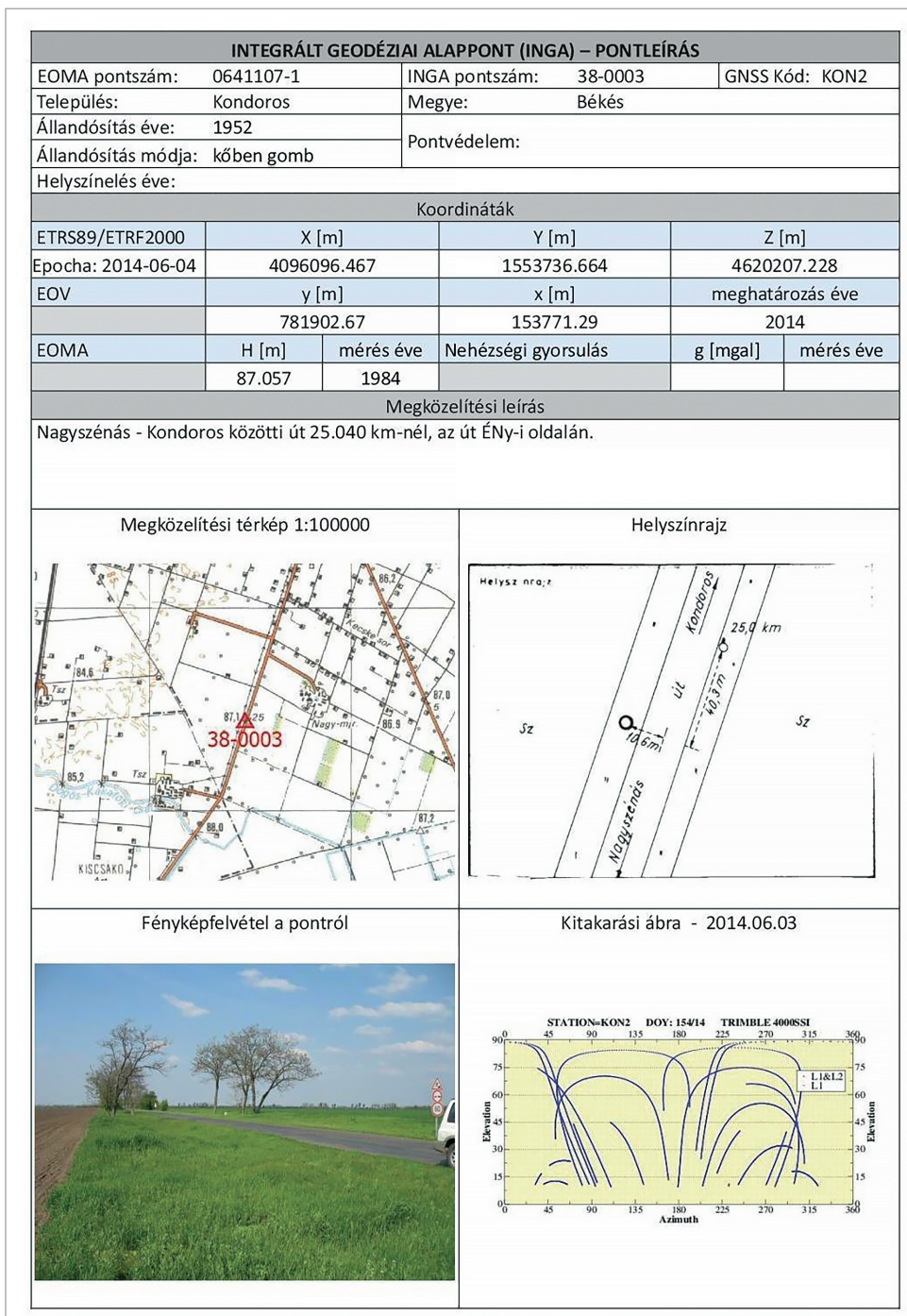
Ahhoz, hogy egy pont az INGA-ba integrálódjon, azaz a hálózat alappontjává váljon, gondos előkészítés, munka szükséges. Első lépésként kiválasztják a régi hálózat pontját. Helyszíni ellenőrzés keretében megnézik, hogy az elhelyezkedése, a környezet minden szempontnak megfelelő-e. Ezek után történik a már megfelelő pontok meghatározásának előkészítése, ütemterve. Majd következik maga a mérés, a GNSS-meghatározás. Egy ponton többórás észlelést hajtanak végre, amelyről jegyzőkönyv készül (1.11. ábra).

GPS MÉRÉSI JEGYZŐKÖNYV		
INGA 2014		
FŐMI		
Észlelt pont: 0742106-1 W03 (72)	Észlelő: Minta Márton	
GPS VEVŐ		GPS ANTENNA ÉSZAKRATÁJOLNI!
Típusa: Trimble 4000 ss.	Típusa: Trimble	
Száma: 4294A 1110	Száma: 00123	
Beállítások:	Integrálási idő: 30 mp	Kitakarás: 10 fok
Időpont: 2014. június 03.		
Periódus kezdete (UTC)	Periódus vége (UTC)	Periódus fájl neve:
5:40	11:20	W03-154-0
ANTENNAFELÁLLÁS		
központos <input checked="" type="checkbox"/>		külponos <input type="checkbox"/>
ANTENNA MAGASSÁGMÉRÉS		
Szintezés: <input type="checkbox"/>	h= 1,352 m	
Mérőrúd: <input checked="" type="checkbox"/>	1. 134 135 136 137 138 139 140 141 142 143 144 145 146 147 148 149 150	
Átlag: 1343 mm (ferde távolság, nem korrigálendő!)		
Mérőszalag: <input type="checkbox"/>	2. 131 132 133 134 135 136 137 138 139 140 141 142 143 144 145 146 147 148 149 150	
Átlag: 1342 mm (ferde távolság, nem korrigálendő!)		
Megjegyzések (váratlan csemények, szakadás, zavarás, stb):		

1.11. ábra: GPS-észlelési jegyzőkönyv (a szerző szerkesztése)

Mérési eredmények feldolgozását és a munkarészek elkészítését követően történik az állami átvételi vizsgálat és a nyilvántartásba vétel. Végeredményként kapjuk az INGA-pontról a 1.12. ábrán látható pontleírást. Ez a vízszintes és magassági alapponthálózati pontok együttes jellemzőivel bír. Feltüntetik rajta az alappont minden adatát, fényképfelvételt, megközelítési leírást, helyszínrajzot.

Az INGA-alappont így értéknövelt termékként szerepel az alapponthálózati pontok között. Gyakorlatilag egy korszerű technikával meghatározott, cm éles vízszintes koordinátával és 0,01 mm magassággal rendelkező alappont.



1.12. ábra: INGA-pontleírás [4]

VÁKÁT OLDAL

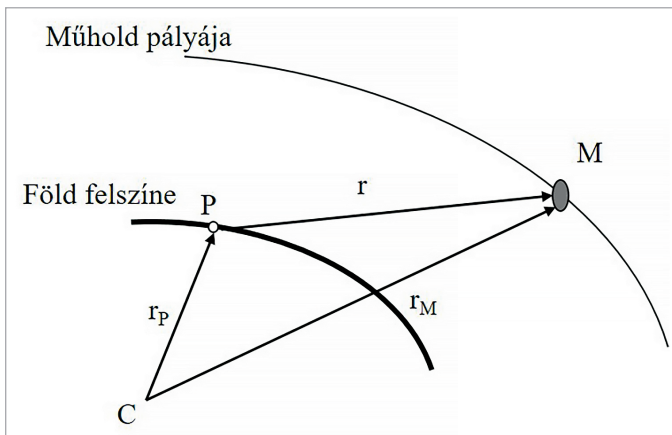
2. Térbeli helymeghatározás navigációs műholdrendszerrel

A mai geodéziai gyakorlatban egyre nagyobb teret hódít a korszerű műholdas helymeghatározó rendszerek alkalmazása. Ez a geodézia egy dinamikusan fejlődő ága, amelyet több területen is felhasználunk, ilyen például az alappont-meghatározás, a részletpont-meghatározás, valamint a terepen való tájékozódás. Ez egy térbeli helymeghatározási módszer, amelynek nagy a relatív pontossága, és a méréshez nem szükséges a földi pontok összeláthatósága.

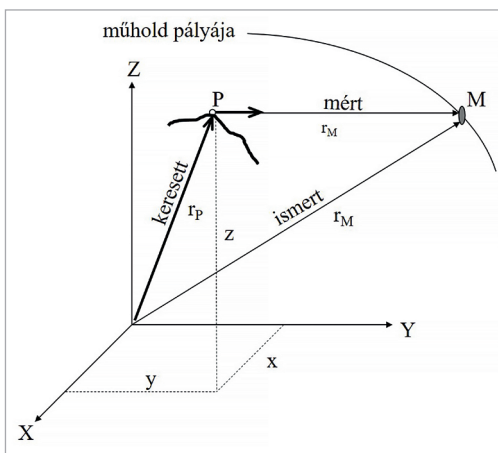
A Föld körül keringő műholdakból álló világméretű rendszerek a földfelszín bármely pontján, bármely időpontban, az időjárástól függetlenül és az egyidejű felhasználók számának korlátozása nélkül lehetővé teszik a navigációhoz szükséges adatok (pillanatnyi tartózkodási hely, a pillanatnyi sebesség és időpont) meghatározását.

2.1. A műholdas helymeghatározás alapelve

A műholdas helymeghatározó rendszerek a Föld körüli pályákon keringő műholdakból állnak. Feladatunk egy földfelszínen lévő P pont, azaz az $r_P(x, y, z)$ helyzetvektor meghatározása műholdak segítségével. Tekintsük a rendszer egyik műholdját egy időpillanatban mozdulatlanak, így ebben a pillanatban létrejön egy olyan vektorháromszög, amelynek egyik csúcsa a megfigyelt M műhold, a másik csúcsa a földi P pont, a harmadik csúcsa pedig a Föld tömegközéppontja (C). A műhold pillanatnyi helyzete, r_M vektor ismert, mivel ismert pályán kering egy geocentrikus koordináta-rendszerben. Ha meghatározzuk a földi P pontról a műholdra mutató r vektort, akkor a P pontra mutató r_P vektor kiszámítható, vagyis az álláspont (P) helyzetét meghatároztuk (2.1. ábra és 2.2. ábra).

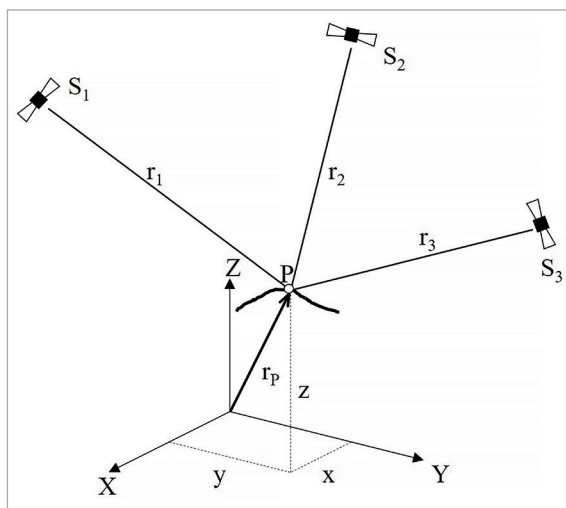


2.1. ábra: A műholdas helymeghatározás vektorháromszöge (a szerző szerkesztése)

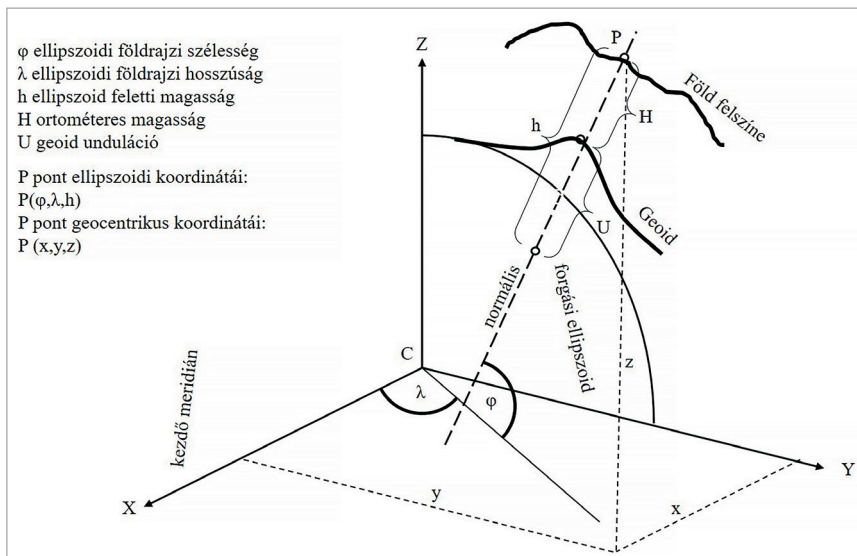


2.2. ábra: A műholdas helymeghatározás elve (a szerző szerkesztése)

A földi pont (P) és a műhold pillanatnyi helyzete közötti r vektornak csak a hossza határozható meg, az iránya nem. Ezért a háromdimenziós koordináta-meghatározáshoz három, nem egy síkba eső távolság szükséges. Ha ezek a távolságok a műholdakra irányulnak, akkor a kimetszett pont (P) is a műholdak rendszerében, azaz a geocentrikus rendszerben válik ismertté (2.3. ábra). Ha a geocentrikus koordinátákat áttranszformáljuk ellipszoidi rendszerre, akkor megkapjuk az illető pont ellipszoidra vonatkozó szélességi, hosszúsági és magassági (Φ , Λ , h) koordinátáit (2.4. ábra). A magasság (h) értéke nem egyenlő a szintezett magassággal (H), mert ez utóbbi valamely szintfelületre, geoidra vonatkozik.



2.3. ábra: Geocentrikus helymeghatározás műholdakkal (a szerző szerkesztése)



2.4. ábra: Geocentrikus és ellipszoidi koordináták (a szerző szerkesztése)

Tehát az egyértelmű helymeghatározáshoz összesen három műholdra kell távolságmérést végezni. Ennek a feladatnak a megoldását térbeli ívmetszésnek nevezzük. A síkbeli ívmetszés két kör metszéspontjaként adja meg a keresett pont koordinátáját, a térbeli ívmetszéskor a keresett pont koordinátáját három gömb metszéspontjaként kapjuk meg.

2.2. A távolságmeghatározás elve

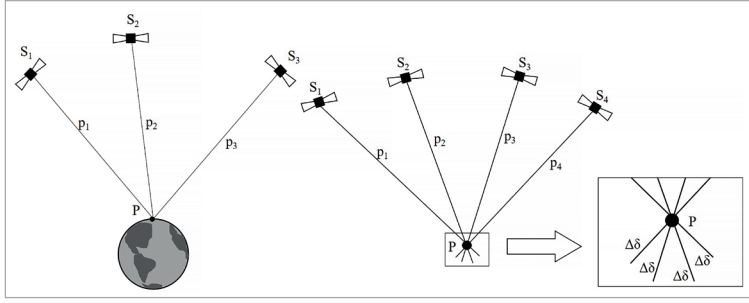
A műhold és a vevő közötti távolságmérés eltér a fizikai távmérés kétutas mérési eljárásától. Ez egy egyutas távmérés, hiszen a műhold által kibocsátott jelet veszi a vevő, így a jel csak egyszer teszi meg a műhold és a vevő közötti távot. A műhold órája előállítja a jelet, a vevő órája detektálja az érkező jelet. A két órának azonos rendszerben kell járnia, hogy a távolságmeghatározás pontos legyen (1 mikroszekundum eltérés körülbelül 300 m távolsághibát okozhat). A távolságmeghatározáshoz mérjük a terjedési időt (Δt), és számítjuk a távolságot: $p = c \cdot \Delta t$.

A távolságmeghatározás alapja a modulált elektromágneses sugárzás futásidejének meghatározása időméréssel vagy fázisméréssel.

2.2.1. Távolságmeghatározás időméréssel

A vevő és a műhold közötti távolság meghatározására a mikrohullámú (a deciméteres rádióhullámokat felhasználó) távmérés a legalkalmasabb. A műhold által a GPS-időskálán t_0 időpontban kibocsátott kódolt jel a vevőhöz Δt idő múlva érkezik. Ezt a futási időt mérjük, így a mesterséges hold és a vevő közötti p távolság meghatározható a futási időből, a c fénysebesség ismeretében:

$$p = c \cdot \Delta t$$



2.5. ábra: A műholdas helymeghatározás geometriai elve (a szerző szerkesztése)

Az adott t_0 időpontban az ismert helyzetű S_i és S_j műholdakra is végezzünk hasonló „távolságmérést”, ekkor a vevő helyzete térbeli ívmetszéssel meghatározható. Ha három távolságot mértünk, akkor három egyenlet írható fel a három ismeretlen összetevő (X , Y , Z koordináták) kiszámítására.

$$p_1 = \sqrt{(X - X_1)^2 + (Y - Y_1)^2 + (Z - Z_1)^2}$$

$$p_2 = \sqrt{(X - X_2)^2 + (Y - Y_2)^2 + (Z - Z_2)^2}$$

$$p_3 = \sqrt{(X - X_3)^2 + (Y - Y_3)^2 + (Z - Z_3)^2}$$

A távolság meghatározásához a vevő a műhold rádiójelének futási idejét méri meg. Az eredmény csak abban az esetben lesz a valódi távolság, ha a műholdak atomórája és a vevők órája egymáshoz pontosan szinkronizáltak. Amennyiben ez nem áll fenn, akkor jelöljük δ -val az órahibát. Ebből az időhibából adódóan a mért távolság is hibás lesz $c \cdot \delta = \Delta p$ értékkel. Az órahiba miatt mért, közelítő távolságot *pszeudótávolságnak* – áltávolságnak – nevezzük. A vevő órahibájával gyakorlatilag mindig számolni kell, ezért a három geocentrikus koordináta mellé a fenti egyenletrendszerbe a vevő órahibája miatt egy újabb ismeretlen kerül. A vevő órahibáját úgy határozzuk meg, ha mérünk egy negyedik műholdra is. Így a következő egyenletrendszer írható fel:

$$p_1 = \sqrt{(X - X_1)^2 + (Y - Y_1)^2 + (Z - Z_1)^2} + c \cdot \delta$$

$$p_2 = \sqrt{(X - X_2)^2 + (Y - Y_2)^2 + (Z - Z_2)^2} + c \cdot \delta$$

$$p_3 = \sqrt{(X - X_3)^2 + (Y - Y_3)^2 + (Z - Z_3)^2} + c \cdot \delta$$

$$p_4 = \sqrt{(X - X_4)^2 + (Y - Y_4)^2 + (Z - Z_4)^2} + c \cdot \delta$$

Ha a műhold és a vevő óraeltérése egy közös GPS-időben δt^S és δt_p , akkor a távolság egyenlete:

$$p = p' + c \cdot (\delta t^S - \delta t_p)$$

ahol p' a műholdak ismert és a vevő keresett koordinátáiból számítható távolság.

Az órahiban kívül még további hatásokkal is számolni kell. Az ionoszférában a légkört alkotó gázok atomjai ionizált állapotban vannak, azaz szabad elektronjaik révén elektromos töltéssel bírnak. Az elemi részecskék elektromos tere megváltoztatja az ionoszférán áthaladó elektro-

mágneses sugárzás terjedési sebességét, ezért szabályos hibát okoz a távolságmeghatározásban. Az ionoszféra hatása megfelelő mérési módszerekkel csökkenthető. A troposzférában az elektromágneses sugárzás terjedési sebessége függ a légkör hőmérsékletétől, a légnyomástól és a parciális páranomástól. A troposzféra hatásából származó javítás az említett meteorológiai adatok birtokában meghatározható, az eltérés csökkenthető, illetve kiküszöbölhető. A valóságban a műhold nem követi a Föld tömegközéppontja körüli ellipszis alak pályáját (Kepler-pálya), hanem egy úgynevezett zavart görbe mentén halad. Az eltérésnek számos oka van (például a Föld lapultsága, nem szimmetrikus tömegelrendeződése, más égitestek tömegvonzása stb.). A tényleges pálya ismeretében a Kepler-féle pályaadatokat korrigálni kell.

Ha figyelembe vesszük a fentiekben leírt hatásokat, akkor az észlelési egyenlet a következő:

$$p = p' + c \cdot (\delta t^s - \delta t_p) + d_{ion} + d_{trop} + d_{pálya}$$

$$p = c \cdot \Delta t + d_{óra} + d_{ion} + d_{trop} + d_{pálya}$$

ahol c – a fénysebesség
 $d_{óra}$ – az órahiba miatti korrekció
 d_{ion} – az ionoszféra hatásából származó korrekció
 d_{trop} – a troposzféra hatásából származó korrekció
 $d_{pálya}$ – a pályaeltérés miatti korrekció

Magát az eljárást a GPS-szel történő abszolút helymeghatározás modelljének nevezzük. A fenti számítás algoritmus a vevőberendezések számítógységébe be van programozva, rendszerint másodpercenkénti kiértékeléssel (frissítéssel) kapunk egy-egy új eredményt. Az X, Y, Z koordinátákból transzformált ϕ, λ, h földrajzi koordináták a kijelzőn folyamatosan követhetők.

2.2.2. Távolságmeghatározás fázisméréssel

A fázismérés a műhold által kibocsátott vivőjel és a vevő által előállított referencijel fázisának összehasonlításából, vagyis a fáziskülönbség méréséből áll.

Ha egy λ hullámhosszúságú folyamatos rezgéssel távolságot akarunk mérni, akkor meg kell határozunk azt, hogy a mérendő távolságban hány egész (N) hullám helyezkedik el, és hogy a maradék távolság mekkora, ciklusegységben kifejezve (Φ). Ekkor a távolság:

$$p = N \cdot \lambda + \Phi \cdot \lambda = \lambda \cdot (N + \Phi)$$

A távolságnak csak a jel hullámhosszánál rövidebb maradékrésze ($\Phi \cdot \lambda$) számítható egyértelműen. Legyen a t_0 időpontban a kezdő fázis értéke nulla ($\varphi_{t_0} = 0$). Ugyanabban a pontban t idő elteltével a fázishelyzet $\varphi_t = f \cdot t$, ahol a frekvencia: $f = \frac{c}{\lambda}$, és a jelforrástól p távolságban $f_p = f \cdot t_p$, ahol t_p a p távolság megtételéhez szükséges idő: $t_p = \frac{p}{c}$. A két egyenletből adódik a t időpontban kibocsátott és ugyanebben az időpontban a jelforrástól a p távolságban vett jel kölcsönös fázishelyzete:

$$\Delta\varphi = \varphi_t - \varphi_p = f \cdot \left(t - \frac{p}{c}\right)$$

amely a fázismérési távolságmeghatározás alapja.

A hullámhossznál nagyobb távolságkülönbségek t_0 kezdő időpontra vonatkozóan a ciklusszámolás módszerével meghatározhatók ugyan, de a mérési időszak kezdetére vonatkozó távolság továbbra is ismeretlen marad. Ezt az ismeretlent *többértelműségnek* nevezzük, és bizonyos mérési elrendezésekkel kiküszöbölhető, vagy újabb ismeretlenként az eredmény feldolgozásába bevonható.

A fázisméréssel a keresett távolság pontosabban határozható meg, mint a futásidő mérésével.

2.3. A műholdak által sugárzott jelek és adatok

A műholdak által sugárzott jelek és adatok három csoportba sorolhatók.

2.3.1. Mérőjelek a műhold-vevő távolság meghatározásához

Az első generációs műholdak fedélzetén lévő atomórák $f_0 = 10,23$ MHz frekvenciájú alapjelet és két vivőjelet állítanak elő: az $L1$ jel frekvenciája $f_1 = 154 f_0$, hullámhossza $\lambda_1 = 19,03$ cm; az $L2$ jel frekvenciája $f_2 = 120 f_0$, hullámhossza $\lambda_2 = 24,42$ cm. A két vivőfrekvencián végzett méréssel kiküszöbölhető az ionoszféra hatása. A vivőhullámra „ültetett” kódok teszik lehetővé a műhold és a vevő távolságának meghatározását. Ezt nevezik *kódmérésnek*:

- C/A -kóddal a távolság körülbelül 3 m pontossággal határozható meg, ez bárki számára hozzáférhető.
- a P -kód, amely nagyobb pontosságot (0,3 m) ad, valós időben csak katonai célokra szolgál. (1994-től a P -kódot Y -kódra módosították, ez gyakorlatilag megfejthetetlen). A geodéziai helymeghatározáshoz szükséges centiméteres pontosság meg ezzel a kóddal sem biztosított.

Mindkét ($L1$, $L2$) jelet a C/A kóddal és a P -kóddal is modulálják a futási idő (kódtávolság) meghatározása érdekében, így a polgári felhasználók számára is egyszerűbben kiküszöbölhető az ionoszféra hatása.

Az $L1$ és $L2$ frekvenciák mellett megjelent egy új, harmadik vivőjel ($L5$ jel, $f_5 = 1176,45$ MHz frekvencián), kiemelten a polgári és légi közlekedés számára. Ennek a haszna akkor érzékelhető, ha több, a horizont fölött látszó műhold lesz. A jegyzet írásakor (2019) a 31 műholdból már 12 sugároz az $L5$ frekvencián. Új kódot vezettek be az $L1$ és $L2$ frekvencián, tisztán katonai célokra, ez az úgynevezett M -kód. Az ilyen M -kóddal felszerelt első holdat 2005 szeptemberében lőtték fel.

Geodéziai célokra a műhold és a vevő közötti távolságot a vivőhullámon végzett *fázisméréssel* határozzák meg:

- A vevő megméri a fáziskülönbséget a műholdról érkező szinuszos vivőjel és a saját jele (amit a műhold szinuszos vivőjelenek másolataként állít elő a vevő) között.
- A fázismérés akkor kezdődik, amikor a folyamatosan változó fáziskülönbség éppen nulla; ekkor a műhold-vevő távolságon éppen egész (N) számú hullám fér el (N ismeretlen).
- A műhold-vevő távolság változása során a vevő a fáziskülönbség mérése közben az egész fázisciklusokat is számolja.
- A szükséges idő elteltével befejeződik a fázismérés, kiszámítható a ciklusszám egész és tört részének megfelelő távolságváltozás, majd $N \cdot \lambda$ hozzáadásával a műhold-vevő távolság is. Az N úgynevezett ciklus-többértelműség továbbra is ismeretlen, ennek meghatározása a számítás feladata. Ettől eltekintve a távolság mintegy néhány mm pontossággal határozható meg.

2.3.2. Navigációs üzenetek

Navigációhoz a távolság gyors megmérése mellett ismernünk kell a műhold koordinátáit is a távmérés pillanatában. Ehhez ismernünk kell:

- a műhold óraparamétereit;
- a műhold pályájának adatait és a hozzájuk tartozó javításokat;
- a pálya ismeretében a koordináták számításához szükséges időadatokat.

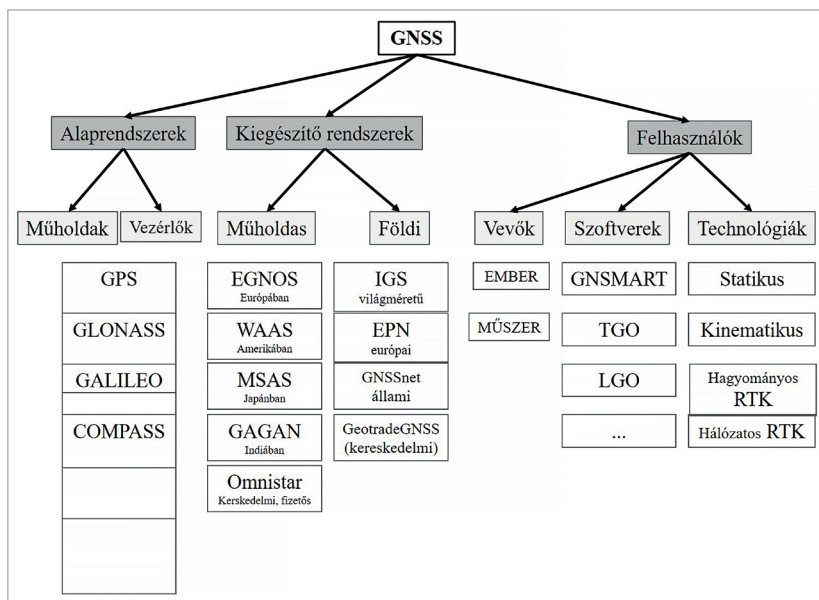
2.3.3. Egyéb üzenetek

Az egyéb üzenetek közül a polgári felhasználók számára is elérhetők:

- a GPS időrendszeréből a polgári időrendszerbe való áttéréshez szükséges adatok;
- az ionoszféra-modell paraméterei, hogy figyelembe lehessen venni az ionoszféra hatását;
- azon adatok, amelyekből megállapítható, hogy az adott helyen és az adott időpontban melyek a horizont feletti (észlelhető) műholdak.

2.4. GNSS-rendszer felépítése

A globális navigációs műholdrendszer (Global Navigational Satellite System – GNSS) a helymeghatározás, a navigáció és az időmeghatározás feladatainak megoldását szolgáltatja műholdak segítségével. A GNSS mint rendszer több részre tagolható (2.6. ábra).



2.6. ábra: GNSS felépítése (a szerző szerkesztése)

Az egyik eleme az *alarendszer*, amelynek két része van, a navigációs célú mesterséges holdak, azaz a műholdas alrendszer, és a vezérlő alrendszer. A vezérlő alrendszerhez tartoznak az ismert helyzetű földi követőállomások, adattovábbító állomások és vezérlőközpont, ezeknek a feladata a navigációs holdak üzemeltetése és alapadatokkal való ellátása.

Több műholdas alrendszer létezik: az amerikai GPS (Global Positioning System), az orosz GLONASS (Globalnaja Navigacionnaja Szputnyikovaja Szisztyema), az európai Galileo vagy a kínai Compass (Beidou).

A GNSS-rendszer másik eleme a *kiegészítő* rendszer. A kiegészítő rendszerek az adatkommunikáció helyétől függően lehetnek földi alapúak (Ground Based Augmentation System – GBAS) vagy műholdas alapúak (Satellite Based Augmentation System – SBAS). A kiegészítő rendszereket a helymeghatározás pontosságának és megbízhatóságának növeléséért hozták létre. Műholdas kiegészítő rendszerek például az európai EGNOS vagy az amerikai WAAS, földi kiegészítő rendszer például a magyar aktív hálózat (úgynevezett permanens állomások). Az ismert koordinátájú földi követőállomások az észlelési adatokból előállítják a műholdak pályaeqnyenletét, és a szükséges adatokat (óraparaméterek, Kepler-pálya adatai, pályakorrekciók) rádióüzenetként a műholdak fedélzetére juttatják.

A GNSS-rendszer harmadik eleme a *felhasználói* oldal. Ez alatt értjük a felhasználókat a GNSS-vevőkészülékekkel, a szoftvereket (beleértve a kiegészítő rendszert üzemeltető szoftvereket), az alkalmazott technológiákat, az igénybe vett szolgáltatásokat.

Minden GNSS-vevőben van antenna és jelfeldolgozó egység. Rendkívül sokféle vevő van, a kézi navigációs vevőktől a nagy pontosságú geodéziai vevőkig. A navigációs vevőkkel szemben alapvető követelmény a kellően gyors működés, a geodéziai vevőkkel szemben pedig a kellően nagy kapacitású adattároló.

2.4.1. A GPS-rendszer kialakulása és felépítése

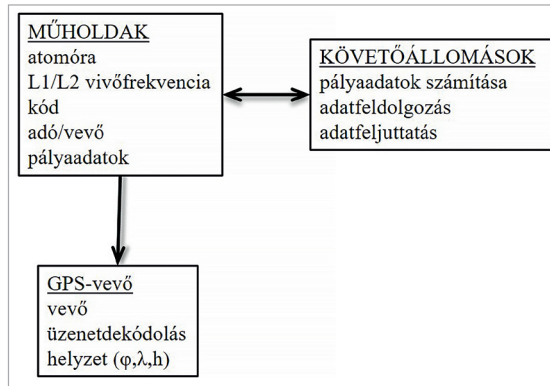
A NAVSTAR GPS elvét az Egyesült Államokban dolgozták ki, katonai navigációs célokra készült. Az első műholdat 1978-ban lőtték fel, a rendszer teljes kiépítése 1995-ben valósult meg. A GPS-rendszer a vevő helyzetét távolságmérés alapján határozza meg. A távolságmérés időméréses vagy fázisméréses elven működik. A rendszer lényegében egy egyutas megoldás, hiszen a műholdról kibocsátott jelek csak egy irányban futják be a megméréndő távolságot. A működéshez szükséges az idő nagyon pontos mérése és a Föld körüli pályán keringő műholdak helyzetének pontos ismerete.

A rendszer legfontosabb jellemzői:

- A GPS-rendszer aktív műholdakkal és passzív földi vevőkészülékkel működik. A műholdak ismert helyzetű Föld körüli pályákon keringenek, és navigációs adatokat tartalmazó jeleket sugároznak a Föld felszíne felé. A földi vevőkészülék ezeknek a jeleknek a mérési adataiból meghatározza a saját helyzetét úgy, hogy figyelembe veszi a jelek által szállított információkat.
- A GPS-rendszer akkor működik, ha a vevőkészülék antennája és a műholdak között nincs akadály, azaz ahol az égboltra való szabad rálátás biztosított.
- A GPS-rendszer működéséhez az időmérés pontossága elengedhetetlen.
- A GPS-műholdak jele navigációs adatokat tartalmaz (a műhold aktuális helyzete és a műholdon mérhető pontos idő). A rendszer műholdjainak órái össze vannak hangolva (szinkronizáltak működnek), és jeleiket is pontosan azonos időben küldik a vevő felé. A távolságot a vevő időméréses távolságméréssel határozza meg.

A GPS-rendszer három alapvető alrendszerből épül fel (2.7. ábra):

- a műholdak alrendszere,
- a földi követőállomások alrendszere,
- a felhasználói alrendszer (vevőkészülékek és szolgáltatások).



2.7. ábra: A GPS-rendszer három alrendszere (a szerző szerkesztése)

A műholdak alrendszere teljes kiépítésben 24 műholdat tartalmaz, amelyek hat azonos alakú pályán keringenek, a pályasíkok az egyenlítő síkjával azonos (55° -os) szögeket zárnak be. A szimmetrikus elrendezés miatt a földfelszín bármely pontján bármely időpontban legalább négy műhold van legalább 15° -kal a horizont felett. A műholdak keringési ideje közel 12 óra, a közepes pályasugár körülbelül 20 200 km. Egy-egy műhold tömege körülbelül 850-2000 kg között mozog, energiaforrása napelem. A NAVSTAR-műholdak három vivőfrekvenciát használnak a kommunikációra, az $L1$, az $L2$ és az $L5$ frekvenciát. Minden egyes műholdnak saját álvéletlen kódja van, így tudjuk egyértelműen azonosítani az adót.

A földi követőállomások alrendszerének feladata a pályaadatok számítása. Az állomásokon mért és egy-egy műholdra vonatkozó adatokat a vezérlőközpontban értékelik, meghatározzák a pálya- és órákorrekciókat, majd az adatokat a műholdakra juttatják.

A felhasználók alrendszere lényegében a GPS-rendszer alkalmazóiból és a vevőkészülékekből áll. A vevőberendezésben lévő antennaegység veszi a műholdak által küldött jeleket, a jelfeldolgozó egység lehetővé teszi a navigációt (az adatok gyors feldolgozását, a pozíció meghatározását és a terepi vezérlést).

2.5. A műholdas helymeghatározás vonatkoztatási rendszere

A földi vonatkoztatási rendszer: „az egész Föld felszínén minél egyenletesebb eloszlásban kijelölt anyagi pontok, geodéziai fólappontok együttese és a hozzájuk kapcsolt, így a Földhöz lehetőségekig kötött, vele együttforgó geocentrikus koordináta-rendszer, a földi térbeli derékszögű koordináta-rendszer.” [5]

A földi vonatkoztatási rendszer tényleges megvalósítását az egész földkerekségen létesített alappontok – amelyek többnyire obszervatóriumok, megfigyelőállomások – és az alappontokról végzett mérések biztosítják. A meghatározó mérésekből levezetett paraméterek szerint különböztetjük meg az egyes térbeli vonatkoztatási rendszereket.

A földi vonatkoztatási rendszerek egyik megvalósulása a Nemzetközi Földi Vonatkoztatási Rendszer (International Terrestrial Reference System – ITRS). 1991-ben definiálták a földtesthez kötött, a Földdel együtt forgó, jobbsodrású térbeli derékszögű koordináta-rendszer alapirányát:

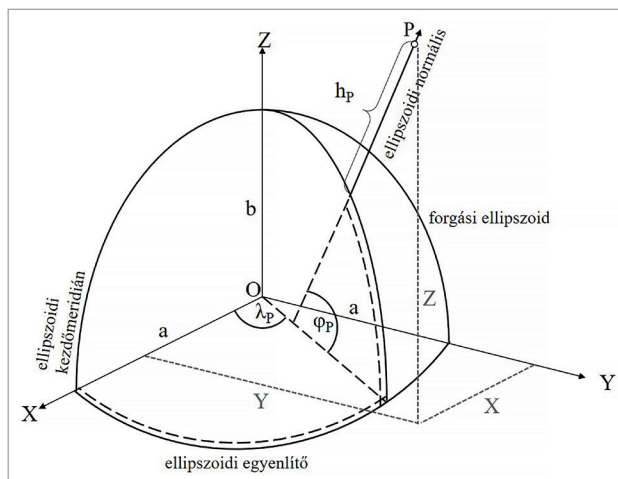
- középpontja a Föld tömegközéppontja (geocentrum);
- Z tengelye a földi IERS Vonatkoztatási Pólus iránya (International Earth Rotation and Reference Systems Service – IERS, nemzetközi földforgási és vonatkoztatási rendszerek szolgálat);
- X - Z síkja a földi IERS Vonatkoztatási Meridián;
- Y tengelye a $+X$ és $+Z$ tengellyel jobbsodrású rendszert alkot.

Az ITRS-rendszert az egész Föld felszínén elhelyezkedő pontok koordinátái alkotják, ezek képezik a Nemzetközi Földi Vonatkoztatási Keretpontok (International Terrestrial Reference Frame – ITRF) hálózatát. Az ITRF2005 földi vonatkoztatási rendszer használata 2007. október 24-től érvényes Magyarországon.

A GPS vonatkoztatási rendszere a WGS84 (World Geodetic System) forgási ellipszoid, amelynek középpontja a Föld tömegközéppontjában van, Z kistengelye a Föld úgynevezett közepes forgástengelye, XZ koordinátságíkj a kezdőmeridián síkja, és a koordináta-rendszer jobbsodrású. A GPS-műholdak ebben a rendszerben sugározzák a pályameghatározáshoz szükséges adatokat. Numerikusan az ITRSy rendszer lényegében azonos a WGS84-rendszerrel.

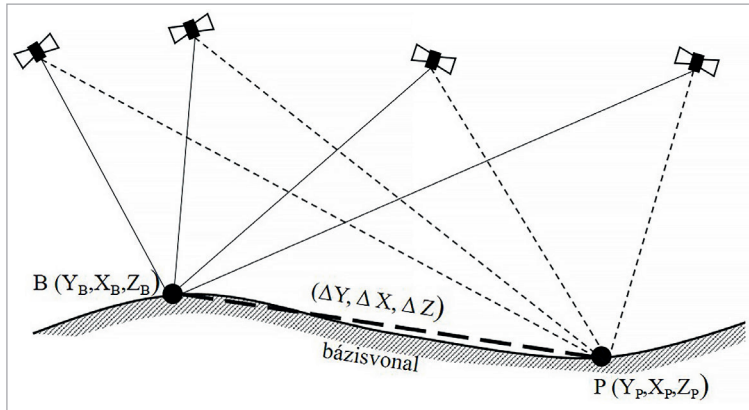
2.5.1. A helymeghatározás lehetőségei

Abszolút helymeghatározásról akkor beszélünk, ha a vevő helyzetét a kezdőpontról (a geocentrumból) a vevőre mutató helyvektorral határozzuk meg. Ennek a helymeghatározásnak az eredménye a vektor végpontjának X , Y , Z térbeli derékszögű koordinátája. A pont koordinátái az úgynevezett ellipszoidi földrajzi (geodéziai) koordináta-rendszerben is megadhatók Φ ellipszoidi földrajzi szélességként, λ ellipszoidi földrajzi hosszúságként és h ellipszoid feletti magasságként (2.8. ábra).



2.8. ábra Ellipszoidi földrajzi koordináta-rendszer (a szerző szerkesztése)

Relatív helymeghatározásnak nevezzük azt, amikor a pontot egy már ismert koordinátájú ponthoz (referenciaponthoz) képest adjuk meg, mégpedig úgy, hogy a referenciaponttól a meghatározandó pontra mutató különbségvektort határozzuk meg. A relatív helymeghatározás eredménye a két pont koordináta-különbsége: $\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$ (2.9. ábra).



2.9. ábra: A relatív helymeghatározás elve (a szerző szerkesztése)

A relatív helymeghatározás pontosabb az abszolútnál, mert a szabályos hibahatások a különbségképzéskor kiesnek.

Statikus helymeghatározáskor a meghatározandó ponton lévő műszer mozdulatlan, kinematikus helymeghatározáskor pedig mozog a vevőkészülék. Ekkor mozgáspályájának több pontját határozzuk meg. A statikus helymeghatározás pontosabb a kinematikusnál a fölős mérések száma miatt.

2.5.2. A helymeghatározást terhelő hibahatások

A műholdakhoz kapcsolható hibahatások:

- Az órahiba: relatív helymeghatározás esetén a hibahatás kiesik.
- A pályahiba: relatív helymeghatározás esetén a meghatározandó pont és a referenciapont távolságát a pályahibának csak igen kis hányada terheli. (Például egy 2 m-es pályahiba 20 km-es távolságú hibát okoz.)

A mérőjel terjedéséhez kapcsolódó hibahatások:

- Az ionoszféra hatása: frekvenciafüggő, ezért kétfrekvenciás vevőt használva méréssel kiküszöbölhető, relatív helymeghatározás esetén 10 km távolságig a különbségből kiesik.
- A troposzféra hatása a száraz levegő és a vízpára hatása összegeként vehető figyelembe. A relatív helymeghatározásnál 10 km távolságig a hatás döntő része kiesik.
- A fázismérés eredményét terhelő ciklusugrás akkor áll elő, ha mérés közben a műhold valamilyen tereptárgy takarásába kerül, és így megszakad a ciklusszámlálás, ami durva hibával terhelheti a távolságot.
- A zavaró interferencia jelensége: radarberendezések, mobiltelefon-átjátszóállomások közelében a vétel megnehezül, lehetetlenné válik. Ezeket a helyeket kerüljük.

Az antenna-fáziscentrum külpontosságról többutas terjedés esetén beszélünk, amikor a vevőantennára a környező tereptárgyakról visszaverődött jel is kerül.

A különleges hibahatások közé tartozik a *relativisztikus hatás*. Lényege, hogy a speciális relativitáselmélet értelmében a nagyobb sebességű koordináta-rendszerekben az órák járása lelassul, az általános relativitáselmélet értelmében pedig kisebb gravitációjú térben az órák járása felgyorsul. A relativisztikus hatás számítható és így figyelembe vehető.

A műhold-geometria hatása:

A helymeghatározás pontossága (a műhold-vevő távolság meghatározásának pontossága mellett) függ a műholdak egymáshoz és a vevőhöz viszonyított helyzetétől. Ezt a geometriai elhelyezkedést egy mérőszámmal, a DOP-értékkel (DOP – Dilutions of Precision, azaz a pontosság „hígulása”) szokták jellemezni. Ha a DOP-értéket a műhold-vevő távolság pontossági mérőszámával megszorozzuk, akkor a helymeghatározás pontossági mérőszámát kapjuk. Többféle DOP-érték van: a vízszintes helyzetre vonatkozó HDOP (H – horizontal), a magasságra vonatkozó VDOP (V – vertical) és a térbeli helyzetre vonatkozó PDOP (P – position) érték, közöttük az összefüggés:

$$PDOP^2 = HDOP^2 + VDOP^2$$

A műholdrendszer teljes kiépítése óta a PDOP jellemző értéke 2 és 3 közötti. Ez azonban csak akkor igaz, ha valamennyi, a horizont felett 15°-nál magasabban mozgó műhold észlelhető. Minél kisebb a DOP értéke, annál pontosabb a helymeghatározás. Megemlítjük még, hogy a DOP-érték az *abszolút helymeghatározás pontossági mérőszáma*, ennek ellenére a relatív helymeghatározás pontosságának értékeléséhez is felhasználják.

2.5.3. GPS-koordináták átszámítása az országos vízszintes és magassági rendszerbe

A méréseink során egy geocentrikus térbeli derékszögű koordináta-rendszerbeni (WGS-84) pontot kapunk eredményül. Ezeket a koordinátákat a legtöbb mérnöki munkához ebben a formában nem tudjuk használni, ezért szükséges a pontokat transzformálni az országos vagy valamilyen helyi koordináta-rendszerbe. Mint már ismeretes, a hazai geodéziai gyakorlatban külön használunk vízszintes és magassági koordináta-rendszert. A Magyarországon használatos HD-72 dátumparaméterei eltérnek a WGS-84 ellipszoid méretétől és elhelyezésétől. Az átszámításokat csak abban az esetben tudjuk végrehajtani, ha ismerünk azonos pontokat a két rendszer között. Az OGPS-hálózat pontjai ezt a célt szolgálják. Egy-, két- és háromdimenziós transzformációs eljárások is vannak.

Háromdimenziós transzformáció a térbeli hasonlósági és a térbeli polinomos transzformáció. A térbeli hasonlósági transzformáció esetén a két dátumhoz tartozó ellipszoid geometriai középpontjában definiált térbeli derékszögű koordináta-rendszerek közötti kapcsolatot állítjuk elő. A térbeli polinomos transzformáció esetén a GPS térbeli koordináták, illetve a helyi síkbeli koordináták között hatvány sorokat írunk fel.

Kétdimenziós transzformációkat akkor használunk, ha az országos vagy a helyi rendszerben csak síkkoordináták adóttak. A műholdas mérésből származó 3D koordinátákból először ellipszoidi vetületi koordinátákat számítunk, majd ezeket transzformáljuk síkbeli hasonlósági transzformációval EOVS-rendszerbe. Ehhez legalább két közös pont szükséges.

Egydimenziós transzformációnál a normálmagasságok és az ellipszoid feletti magasságok közötti összefüggést használhatjuk fel (2.4. ábra):

$$H = h - U$$

ahol: H – a geoid feletti magasság
 h – az ellipszoid feletti magasság
 U – a geoidunduláció

Ehhez azonban pontosan ismernünk kellene a geoidunduláció értékét. Mivel a geoidunduláció értéke csak néhány cm pontosan ismert, így abszolút és relatív értelemben is csak néhány cm pontos magasságokat tudunk meghatározni.

Hazánkban a geodéziai célú alkalmazások döntő többségénél a VITEL (Valós Idejű Terepi Transzformációs Eljárás) elnevezésű megoldást alkalmazzuk. A VITEL eljárás első körben egy térbeli hasonlósági transzformációt alkalmaz, amely elsősorban a hagyományos geodéziai hálózatok kerethibái miatt mindössze dm pontos. A kerethibák hatását javító rácsháló segítségével vesszük figyelembe, így a hagyományos geodéziai alapponthálózatainkba jellemzően néhány cm-es pontossággal illeszkedő helymeghatározást tudunk végezni. A VITEL eljáráshoz használt javító rácshálót már többször finomították, legutóbb 2014-ben.

A VITEL alkalmazásához a felhasználói GNSS-műszerre fel kell telepíteni a transzformációhoz szükséges VITEL-fájlok aktuális változatát. Ezt kizárólag a műszerforgalmazók tehetik meg.

2.6. A GPS észlelési módszerei

A geodéziai pontosság relatív módszerrel és szabatos abszolút helymeghatározással is biztosítható. Magyarországon és az európai gyakorlatban a relatív helymeghatározás terjedt el a geodéziában.

A *valós idejű feldolgozás* azt jelenti, hogy a mérési eredmények feldolgozása egyidejű a méréssel. Ezt a feldolgozást használjuk kitűzésekkor, részletes méréskor és alacsonyabb rendű alapontsűrítéskor. Az utólagos feldolgozás valamivel pontosabb helymeghatározást biztosít.

Az észlelés lehet statikus vagy kinematikus. A valós idejű módszerek közül legjobban a differenciális GPS (DGPS) és a valós idejű kinematikus (Real-Time Kinematic – RTK) mérési módszer terjedt el.

A *hagyományos statikus* módszernél több óráig tart az észlelés. 15 km-nél hosszabb vektorok milliméteres pontosságú meghatározására alkalmas. Elsősorban nagy pontosságot kívánó (például mozgásvizsgálat) méréseknél használják.

A *gyors statikus* módszerrel a 15 km-nél rövidebb vektorok 1-2 cm pontossággal mérhetők. A mérési idő 10-40 perc, ami függ a vektor hosszától és a használatos frekvenciák számától, s szükséges a jó műhold-geometria is (PDOP < 3).

A *kinematikus* módszereknél a mérés inicializálással kezdődik, azaz a fázismérés kezdeti időpontjához tartozó műhold-vevő távolságon elhelyezhető N egész hullámszám meghatározással. A feldolgozó szoftverek fejlődésének köszönhetően az inicializálás menet közben és valós időben is elvégezhető.

A *valódi kinematikus* módszerrel egy útvonal pontjait rögzítjük. A vevőt egy járműhöz rögzítik. Az adatrögzítési időköz a jármű sebességétől függ. A módszert vonalas létesítmény tengelyvonalának felmérésére, domborzat felmérésére, légi fényképezéskor vagy

mederfelméréskor – a fényképező repülőgép vagy a mérőhajó helyzetének meghatározására – használják, pontossága 3-5 cm. Megjegyezzük, hogy a klasszikus szakirodalmak ezt is az utófeldolgozásos módszerek közé sorolják, de ma már csak valós időben van gyakorlati jelentősége.

A valós idejű helymeghatározás módszereinek jellemzője, hogy a meghatározandó ponton működő mozgó vevő a pontosság fokozásához korrekciókat kap egy ismert ponton működő referenciavevőtől.

A *valós idejű kinematikus* (röviden: RTK) módszernél az átjátszóállomásként működő referenciavevő a mért, műholdakról érkező jelek alapján számított kódtávolságokat és fázistávolságokat az álláspont koordinátaival együtt tovább sugározza a mozgó vevők számára, amelyek elvégzik a további számításokat. 1-2 cm pontosságú helymeghatározás érhető el ezzel a módszerrel, de ehhez minimum öt műholdra és a jó műhold-geometriára van szükség.

A *differenciális helymeghatározásnál* (DGPS) egy ismert ponton felállított referenciaállomás és a mozgó vevő egy időben ugyanazokra a műholdakra végez kódmerést. A bázisállomás számítja a távolsági korrekciókat, amit sugároz a vevő felé. A vevő megjavítja az általa észlelt távolságokat a korrekciókkal; ezzel a módszerrel 20-50 cm-es pontosság érhető el.

2.7. GNSS-infrastruktúra

A GNSS (Global Navigation Satellite System) elnevezés magában foglalja a műholdas helymeghatározás alaprendszerei (GPS, GLONASS, Galileo) mellett azokat a kiegészítő (kiterjesztő) rendszereket, amelyek rendeltetése az országos (összekapcsolt rendszerek esetében akár kontinensnyi méretű) használat biztosítása, továbbá a helymeghatározás biztonságának és pontosságának a növelése.



2.10. ábra: Permanens állomás, Penc [6]

Magyarországon az állami földmérés és néhány magánvállalkozás is üzemeltet GNSS-infrastruktúrát. Az infrastruktúra alapjait úgynevezett permanens állomások adják, amelyek folyamatosan mérnek. Utófeldolgozásnál az adatok letölthetők az internetről, valós idejű felhasználásnál online elérhetők. Az adatok elérése regisztrációhoz kötött, és térítés ellenében tölthetők le a központból.

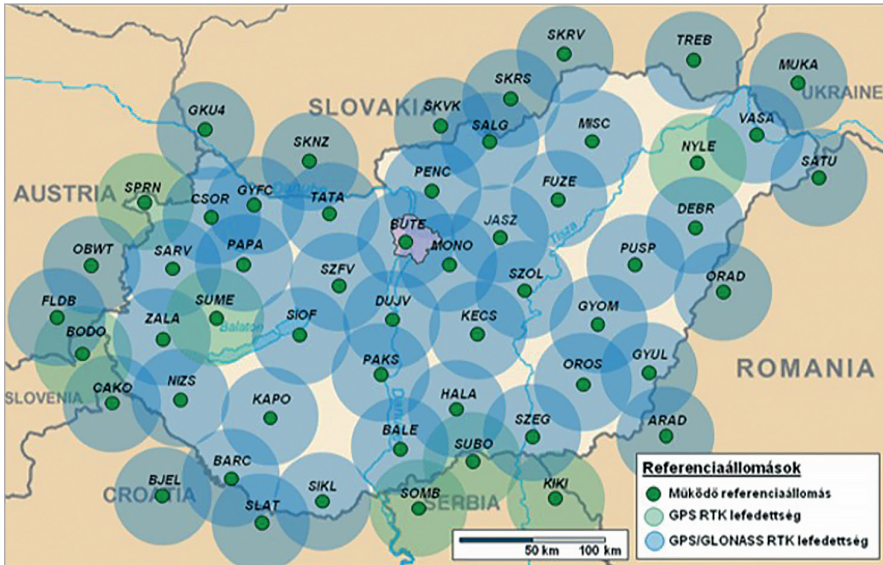
A klasszikus RTK-megoldás egyik hátránya, hogy az egyetlen referenciavevő hatáskörzete korlátozott, és a referenciavevő hibás működése esetén az új pontok is hibásak lesznek. Ezen a problémán segít, ha egyszerre több referenciaállomást is használunk, legtöbbször valamely infrastruktúra állomásait.

Magyarországon a GNSS-infrastruktúra kiépítése több lépcsőben történt. Az első lépcső az 1153 pontból álló Országos GPS Hálózat (1.7. fejezet) kiépítése volt, amellyel elérték, hogy legfeljebb 10 km-es vektorhosszak mérésével lehet relatív helymeghatározást végezni.

Második lépcsőként 1997 és 2005 között az országban 12 folyamatosan üzemelő referenciaállomást helyeztek üzembe, majd folyamatosan bővítették az állomások számát (2.11. ábra). Ezzel elérték, hogy a felhasználóknak a relatív helymeghatározáshoz ne kelljen saját referenciavevőt (bázisállomást) használni. A szomszédos permanens állomások távolsága kezdetben igen nagy volt, esetenként megközelítette a 100 km-t is (2.12. ábra). Kétfrekvenciás vevővel 30-40 percnyi méréssel, utófeldolgozással lehetett helymeghatározást végezni. Ez a megoldás még nem tette lehetővé a cm pontos valós idejű (RTK-) helymeghatározást, mivel a *bázistávolság* (a referencia és a mozgó vevő távolsága) meglehetősen nagy volt.

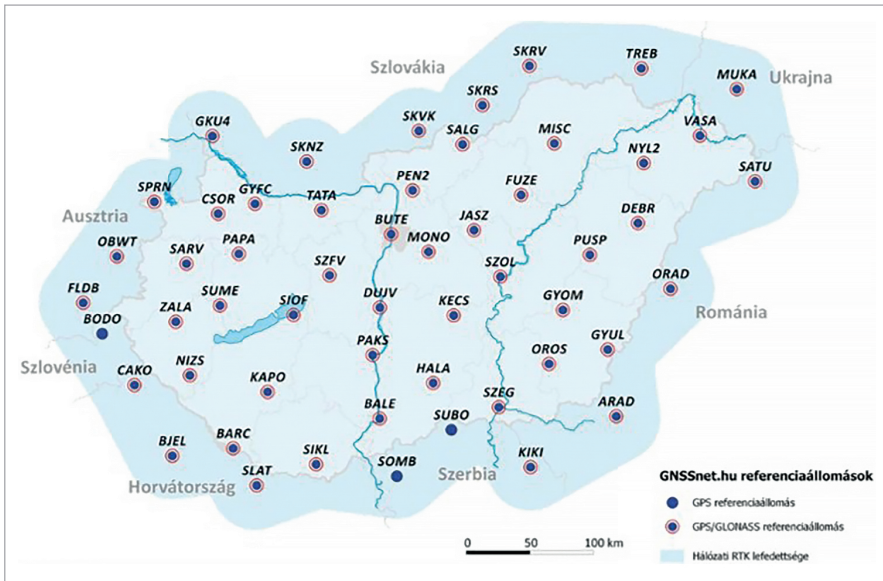


2.11. ábra: A GNSS permanens állomásai [7]



2.12. ábra: Egybázisú RTK-lefedettség 2011-ben [8 p16]

Harmadik lépcsőként épült ki a valós idejű GNSS-hálózat (www.gnssnet.hu) a referenciaállomások sűrítésével. Hazánkban 35 folyamatosan üzemelő permanens GNSS-állomás működik, mind a GPS-, mind a GLONASS-műholdrendszer észlelésére alkalmasak. A Galileo műholdak észlelésére képes állomások számát fokozatosan növelik. Ahhoz, hogy az országhatár mentén is jó legyen a lefedettség, a szomszédos országok hálózatainak a határ mentén lévő 18 állomását is a hazai hálózatba integrálták (2.13. ábra).



2.13. ábra: Hálózati lefedettség [9]

A referenciaállomások saját észleléseiket a feldolgozóközpontba továbbítják. Ebben a központban valamennyi állomás adatait gyűjtik, és együttesen dolgozzák fel, ezért ezt a megoldást hálózati RTK-megoldásnak is nevezzük. A módszerrel homogén helymeghatározási pontosság érhető el.

A felhasználó számára különböző hálózati korrekciók érhetők el: a felületi korrekciós paraméterek (FKP) módszerével, vagy a virtuális referenciaállomások módszerével (VRS), vagy a fő és kiegészítő állomások koncepcióval (MAC).

A felületi korrekciós paraméterek (Flächen-Korrektur-Parameter – FKP) módszerénél a bázisállomás mérési adatait, koordinátáit és a szabályos hibákat leíró paramétereket szolgáltatja a GNSS-infrastruktúra. Ekkor a vevő a saját előzetes helyzete alapján meghatározza a korrekciókat, majd javítja az előzetes értékeket. A módszer a gyakorlatban nem terjedt el.

A virtuális referenciaállomások (Virtual Reference Station – VRS) módszerénél a mozgó vevő a központba elküldi saját helyzetének közelítő koordinátáit. A központi számítógép erre a helyre előállít lokalizált mérési eredményeket, korrekciókat, azaz létrehoz egy úgynevezett virtuális referenciaállomás-adatsort, és ezeket az adatokat továbbítja a mozgó vevő felé. A felhasználó számára ez olyan, mintha egy „valódi” referenciaállomás lenne a közelben. Minden számítást a központi számítógép végez, és minden vevőre egyedi virtuális referenciaállomás-adatsort állít elő.

A MAC (Master Auxiliary Concept – MAC) módszernél minden lényeges információt (elsődlegesen nyers mérési adatokat és korrekciókat) tömörített formában továbbítanak a mozgó vevőknek, a mérések együttes kiegyenlítését a mozgó vevő végzi.

2.7.1. Az adatok továbbítása

Mielőtt az adattovábbításról szólnánk, meg kell ismerni néhány fogalmat:

A RINEX (Receiver Independent Exchange Format) formátum egy egységes szöveges adatformátum, amelyet minden feldolgozószoftver ismer. Használatával különböző gyártmányú vevők mérései tetszőleges szoftverrel dolgozhatók fel. Az állomány fejlécből és az adatokat tartalmazó listából áll. A RINEX nemcsak mérési fájl lehet, hanem például navigációs fájl is.

Az RTCM (Radio Technical Commission for Maritime Services) egy rádió navigációs és rádió kommunikációs eljárások szabványosításáért felelős nemzetközi szervezet. A DGPS-technika korrekciós jeleinek, az RTK-adatoknak és a hálózatos RTK-adatoknak a szabványosítása is a feladata.

Az NTRIP (Networked Transport of RTCM via Internet Protocol) az RTCM-adatok interneten keresztül történő továbbítására szolgáló nemzetközi szabvány, a Hypertext Transfer Protocol HTTP/1.1. típusú protokollja.

Az NTRIP megoldáshoz három szoftverelemet használunk: NtripClient, NtripServer, NtripCaster. A kliensoldal tulajdonképpen a mozgó vevő, szervernek tekintjük a referenciaállomásokat, és casternek a hálózat feldolgozóközpontját.

A valós idejű alkalmazások esetén ma az adatok továbbítására legtöbbször az internetet használjuk. Terepi méréseinkkor nem elég az égboltra való megfelelő kilátás, kell internetszolgáltatás is, hogy a korrekciókat le tudjuk tölteni a hálózat központi szerveréről. A feldolgozóközpont többféle adatfolyamot, illetve korrekciót tud biztosítani, ezek közül a felhasználónak kell választani.

2.7.2. Minőségbiztosítás

Magyarországon a Kozmikus Geodéziai Observatórium (KGO) hozta létre és tartja fenn az állami aktív GNSS-hálózatot, a GNSSnet.hu-t. Az állomások mérési adatai folyamatosan, valós időben kerülnek be a GNSS Szolgáltató Központba, ahol egy központi szoftver a méréseket együttesen kiegyenlíti, és előállítja a szükséges korrekciókat. A hálózatba kötött állomások előnye, hogy homogén adatszolgáltatást nyújtanak, egy-egy állomás időleges kiesése mellett is fenntartható a szolgáltatás.

A GNSSnet.hu-n ellenőrizni lehet a valós idejű szolgáltatás működését, illetve a rendszer aktuális állapotát. Ez a szolgáltatás kimondottan hasznos lehet a terepi mérések alkalmával. Információt kapunk a hálózat állapotáról (elérhető állomások száma, észlelt műholdak száma, elérhető korrekciós csatlakozási pontok száma), a referenciaállomásokról, az elérhető NTRIP korrekciós csatlakozási lehetőségekről, az ionoszféra aktuális állapotáról. Mindezek mellett megtekinthetők a várható karbantartások és az aktuális hírek is. Az adatok 10 percenként frissülnek.

A felhasználók utólag is ellenőrizhetik a referenciaállomások működésével, az észlelési adatokkal kapcsolatos legfontosabb tényezőket. Megtekinthetők többek között az egyes állomások koordináta-idősorai, az állomások és különböző szolgáltatások rendelkezésre állása, illetve további statisztikai jellemzők.

2.8. A GNSS alkalmazásai

Geodéziai célú mérések a mérnöki gyakorlatban az alappontsűrítés, a felmérés és a kitzítés.

Vízszintes alappontsűrítés: Magyarországon az 1990-es évek elején már használták a GPS-technológiát a negyedrendű alappontok meghatározásánál, akkoriban mintegy 4000 pontot határoztak meg.

A GNSS-infrastruktúra szolgáltatásainak köszönhetően manapság nem jellemző a hagyományos vízszintes geodéziai alappontok használata. GNSS-technológiával gyorsabban lehet új alappontokat létesíteni, számos esetben nincs értelme az alappontokat hosszú távra állandósítani, hiszen GNSS-technológiával hatékonyabb az új (megismételt) meghatározás.

Magasságmeghatározás: A GNSS-technikával történő magasságmeghatározáskor ellipszoid feletti magasságot határozunk meg. A balti alapszint feletti magassághoz való meghatározáshoz ismernünk kell a geoidunduláció értékét. Ennek meghatározására számos módszer használható, amit most nem részletezünk. A geoidunduláció ismeretében a tengerszint feletti magasságok az ellipszoid feletti magasságokból kiszámíthatók (2.5.2. fejezet). Itt kell megjegyeznünk, hogy a műholdas helymeghatározásban a magasság meghatározásának pontossága jóval szerényebb, mintegy fele-harmada a vízszintes helymeghatározás pontosságának. Ezt szem előtt tartva elmondható, hogy számos mérnöki alkalmazás pontossági igényét nem tudjuk GNSS-technikával kielégíteni (magassági alappontsűrítés útépítéseknél, gravitációs vezetékek felmérése, útburkolat kitzítése stb.).

Felmérés, kitzítés: A cm-es pontossági igényeket nem meghaladó felmérési és kitzítési munkálatoknál célszerű GNSS mérési technológiát alkalmazni. Nem minden objektum felmérésére alkalmas a technológia, mivel vannak olyan helyek, ahol a mérendő ponton a műholdak zavar-talan észlelésére nincs lehetőség. Például városi környezetben épületek sarokpontjai, vegetációval erősen borított területek stb. A felmérésekhez felhasználandó mérési eszközök és technológiák kiválasztásánál figyelembe kell venni a felmérendő terület jellegét. Saját bázis esetén

az RTK-technológiát maximum 1,5-2 km-en belül tudjuk alkalmazni a rádióadók hatótávolsága miatt. A hálózati RTK alkalmazásához pedig mobilinternet kell. Speciális körülmények között célszerű lehet az utófeldolgozott technika alkalmazása is. Kitűzéseknél értelemszerűen csak a valós idejű (RTK-) technológia jöhet szóba.

A globális helymeghatározás alkalmazási területe igen széles körű, a felhasználók köre igen tág. A felhasználók között a földmérők (geodéták, térképészek, térinformatikusok) csak egy szűk réteget képviselnek, viszont ők igénylik a legnagyobb pontosságot, ezért a relatív helymeghatározást használják.

Az abszolút helymeghatározásnak sokkal szélesebb körű a felhasználási területe.

Lakossági célú felhasználásnál a leggyakoribb felhasználási terület a műholdak segítségével végzett navigáció. *Szabadidős tevékenységnél* gondoljunk csak a tájfutókra, túrázókra, akik ma már egy zsebben elférő navigációs eszközt is magukkal tudnak vinni, használni. Hasznosak az *információs adatbázisok*, meg tudjuk nézni, hol van a közelben étterem, bank, posta, benzinkút stb. *Vagyon- és életvédelemnél* pontosan tudjuk, hol vagyunk, például baleset esetén segítség-híváshoz. *Bűnmegelőzésnél* például autóba szerelt jeladó követésével megtalálható az ellopott gépjármű. *Közlekedéshez*, például gépjármű helyének meghatározásához, tájékozódáshoz és navigációhoz, például útvonaltervezéshez.

Üzleti célú felhasználásról beszélünk, amikor az üzleti élet területén használják a műholdas helymeghatározást navigáció céljára. Ilyen célú felhasználás például a *szállítmányozás* (közúti, vízi, vasúti vagy hajózási és légi navigáció), a *tömegközlekedés, távközlés*. Az *energiaiparban* a hatékonyabb üzemeltetésben, a fellépő problémák helyének gyors és pontos meghatározásában. A *pénzügyi, banki és biztosítási alkalmazásokhoz* tartoznak a folyamatosan megfigyelt és biztosított tárgyak (például műalkotások). A *műszaki, mérnöki alkalmazásoknál* elengedhetetlen a nagyfokú pontosság. A műholdas rendszert a tervezéstől a kivitelezésen át a későbbi karbantartásig lehet használni (például a hidak, gátak stb. szerkezetének felügyeleténél, üzemeltetéshez szükséges gépek távirányításához). *Mezőgazdasági alkalmazásoknál* például a kártevők, gyomok elleni védekezés során, azzal, hogy a fertőzött területet pontosan meg tudják határozni, így a vegyszer mennyisége optimalizálható.

A különböző célú felhasználások között gyakran nincs éles határ. Vannak olyan alkalmazási területek, amelyek több helyre is besorolhatók.

A *köz célú felhasználások* közé azokat a területeket soroljuk, amelyek értékmentő funkcióval rendelkeznek. Ide tartozik a *közbiztonság*, mint a rendőri alkalmazások, például távoltagek, házi őrizetben lévő emberek megfigyelése. A másik nagyon fontos dolog a *katasztrófaelhárítás*, amelynél a veszélyhelyzetek kezelése esetén van jelentősége, például a gyors reagálási idő, hogy a mentés minél gyorsabban elkezdődjön (útvonaltervezés), és a sérülteket minél hamarabb ellássák. *Csökkentett cselekvőképességű emberek* megbízható, műholdas támogatása elsősorban a városi környezetben jelentős a tájékozódás könnyítése, a másoktól való függés csökkentése miatt, a biztonságosabb közlekedés érdekében. Jelentős a *környezetvédelem* területén történő felhasználás is. Gondoljunk csak többek között a légköri adatok folyamatos mérésére, amivel az időjárás pontosabban meghatározható, vagy például a szennyező anyagok folyamatos nyomon követésével a környezeti károk megelőzhetők, illetve csökkenthetők.

VÁKÁT OLDAL

3. Alappontsűrítés

Ha egy területen már meghatározott alappontok állnak a rendelkezésünkre, és ezekre támaszkodva további alappontokat határozunk meg, akkor az alapponthálózat sűrítéséről beszélünk. Az alappontsűrítés végrehajtását jogszabályok írják elő, amelyekben szabályozzák, hogy alappontot fölös geometriai adat nélkül meghatározni – ritka kivételektől eltekintve – nem szabad. Azokban a kivételes esetekben, amikor nincs lehetőség fölös geometriai adat mérésére, akkor az egyértelmű helymeghatározó adatokat kell fölös számban (minimum kétszer) mérni. Fölös adat mérésével a pontmeghatározás pontossága nő, lehetőség van megbízhatósági mérőszámok számítására, és lehetőséget ad az esetleges mérési és számítási hibák felderítésére.

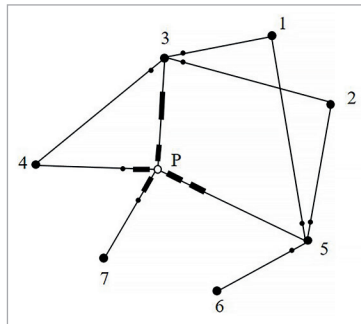
3.1. Alappont-meghatározási módszerek

Ma már a részletpontmérés mellett az alappont-meghatározást is többnyire GNSS alkalmazásával végezzük, de a klasszikus alappontsűrítés módszereit is szükséges ismernünk.

A vízszintes alappontsűrítést különböző *pontkapcsolással* vagy *sokszögeléssel* hajtjuk végre. Meghatározhatunk alappontot úgy is, ha különböző ismert álláspontokról végzünk a meghatározandó pontra poláris méréseket.

A magassági alappontsűrítést szintezéssel vagy GNSS-technológiával hajtjuk végre.

A hagyományos alappontsűrítésnél a már meglévő (adott) pontok alkotják azt a *keretet*, amelyre támaszkodva további alappontokat határozunk meg. Az ebben a keretben lévő pontok helyzetének az összhangjában mutatkozó hibákat kerethibának nevezzük, ami az alappontok jelölésénél, mérésénél és számítási módszereinél elkövetett hibák összessége. A felsőrendű országos alaphálózat pontossága $1/100000$, ami azt jelenti, hogy a hálózat egy pontjának a tőle 10 km-re levő másik pontjára vonatkozó relatív kerethiba legfeljebb 10 cm. A kerethibák nem határozhatók meg, de a létezésüket tudomásul kell venni. A további alappontsűrítési eljárásokat úgy kell kialakítani, hogy a már meglévő kerethibákat ne növeljük. Ennek érdekében az új pontot vegyes méréssel (szögméréssel és távolságmeghatározással), kellő számú fölös geometriai adattal kell meghatározni, mégpedig úgy, hogy mindig a legközelebbi, a horizonton egyenletes eloszlással lévő pontokról határozzuk meg.



3.1. ábra: Irányok jelölései (a szerző szerkesztése)

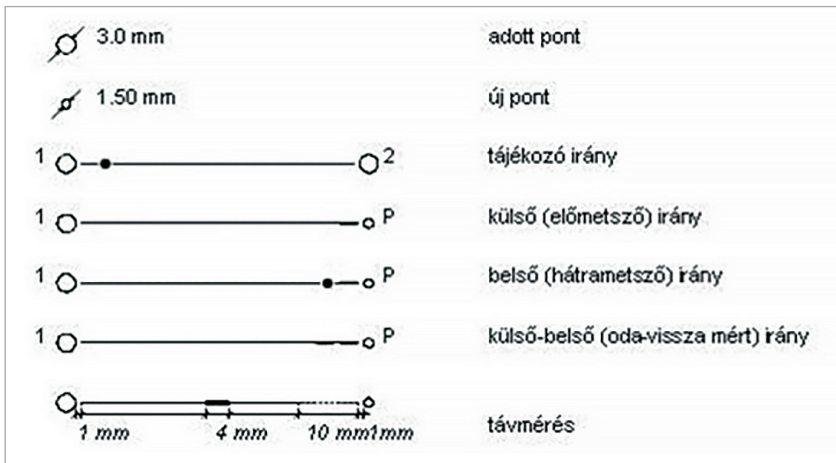
Az irányoknak két alapvető csoportja van, ezek a *tájékozó irányok* és a *meghatározó irányok*. Az iránymérés jele a vázlaton egy vékony vonal, amely az irányzott pontnál 1 cm hosszan pontozott.

Tájékozó iránynak nevezzük az ismert koordinátájú pontokat összekötő irányokat. Jele egy pont az irány egyenesén, annál az alappontnál jelölve, ahol azt mérni kell (például 3.1. ábra: 3→2, 3→4, 5→1, 5→2, 5→6 irányok).

Egy ismert koordinátájú és egy új pontot összekötő irányt *meghatározó iránynak* nevezzük, és ezeket megkülönböztetjük attól függően, hogy melyik ponton mértük azt:

- az ismert ponton mért meghatározó irány a *külső* (előmetsző) *irány*, jele az új pontnál egy vastagabb vonás (például 3.1. ábra: 3→P irány);
- az új ponton mért meghatározó irány a *belső* (hátrametsző) *irány*, jele az új pontnál egy vastagabb vonás és egy pont (például 3.1. ábra: P→7, P→4 irány);
- azt a meghatározó irányt, amit mind az ismert, mind az új ponton mértünk, külső-belső iránynak nevezzük, jele az új pontnál két vastagabb vonás (például 3.1. ábra: P→5 irány).

A *távolságmérést* a két pontot összekötő irány közepén elhelyezett hosszabb vonással jelöljük (például 3.1. ábra: 3→P irányon).



3.2. ábra: Pont- és irányjelölések (a szerző szerkesztése)

3.2. Iránymérések tájékozása

Az alappontsűrítési módszerek tárgyalásának megkezdése előtt szót kell ejtenünk az iránymérések tájékozásáról. Az álláspont tájékozása az egyik legalapvetőbb feladat a geodéziában. Méréseinket az álláspont tájékozásával illesztjük be egy adott rendszerbe.

Ha az egy pontból kiinduló irányok egymáshoz viszonyított helyzetét szögmeréssel határozzuk meg, akkor a mérés eredményeként a mért irányok *irányértékeit* (i) (3.3. ábra) kapjuk meg. Az irányérték az I. és II. távcsőállásban tett leolvasások középértéke, az iránynak a limbusz nulla osztásával bezárt szöge.

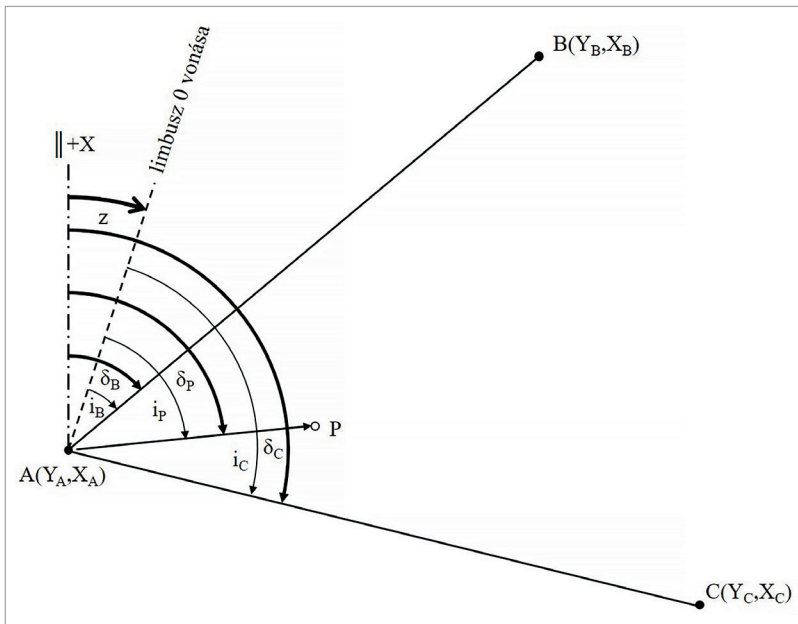
A számítások során azonban a kérdéses meghatározó irány *irányszögére* (az északi iránnyal bezárt szögére) van szükségünk. Az ábráról leolvasható, hogy ha a mérési eredményekből ki tudjuk számítani az ábrán z-vel jelölt szöget (a limbusz nullájának az irányszögét), akkor

$$\delta = z + i$$

összefüggéssel számítható a mért irány tájékozott irányértéke (ami az irányszögnek megfelelő érték).

A számítási műveletet az *iránymérések tájékozásának*, a számított z mennyiséget *tájékozási szögnek* (limbusz kör nulla osztásvonásának az északi iránnyal bezárt szöge, azaz egy olyan szög, amelynek a bal szára mindig az északi irány, jobb szára pedig a limbusz kör nulla osztásvonása) és a δ_p -val jelölt szöget *tájékozott irányértéknek* (amely geometriai értelmezésben megegyezik az irányszöggel) nevezzük.

A tájékozott irányértéket az irányszögtől élesen meg kell különböztetni, annak ellenére, hogy két számérték ugyanarra az irányra vonatkozik. Az irányszög koordinátákból számított érték, a tájékozott irányérték mérésekből levezetett, hiszen az irányérték (i) és a tájékozási szög (z) is mérésekből számított érték.



3.3. ábra: Iránymérés tájékozása (a szerző szerkesztése)

A tájékozás gyakorlati végrehajtása a következő:

Nézzük a 3.3. ábrát, amely azt az esetet mutatja, amikor több tájékozó irányt mérünk. *Álláspont* az A pont, B és C pontok a *tájékozó pontok*, és P pontot akarjuk meghatározni.

A számítás menete:

1. Az adott koordináták alapján a geodézia második alapeladata szerint kiszámítjuk az *irányszögeket* ($\delta_B, \delta_C, \dots, \delta_i$) és *távolságokat* ($t_{AB}, t_{AC}, \dots, t_{Ai}$) a tájékozó irányokra.

2. Számítjuk minden egyes tájékozó irányra az arra vonatkozó *tájékozási szöget* (z_B, z_C):

$$z_B = \delta_B - i_B$$

$$z_C = \delta_C - i_C$$

általánosan

$$z_i = \delta_i - i_i$$

Az így kapott tájékozási szögek számértékei kismértékben különbözni fognak egymástól, mivel a mérési eredményeket mérési hibák, az adott pontok koordinátáit pedig kerethibák terhelik. Végleges értéknek ezek súlyozott számtani átlagát tekintjük, és *középtájékozási szögnek* (z_K) nevezzük. Az egyes tájékozási szögek *súlya* (p_i) egyenesen arányos a tájékozási irány hosszával. Ezért számítanunk kell az iránysúlyokat, azaz a tájékozó irányok km egységben vett értékét.

$$z_K = \frac{p_A \cdot z_A + p_B \cdot z_B + \dots + p_n \cdot z_n}{p_A + p_B + \dots + p_n} = \frac{\sum p_i \cdot z_i}{\sum p_i}$$

3. A súlyozott középtájékozási szög számítása után minden egyes tájékozó irányra levezetjük az *irányeltéréseket*. A gyakorlatban ez az érték a tájékozási szög és a középtájékozási szög különbsége:

$$e_i = z_i - z_K$$

Az irányeltéréssel minősíteni lehet a mérés és a felhasznált alappontok együttes jóságát.

4. A súlyozott középtájékozási szög ismeretében számítjuk az új pontok *tájékozott irányértékét*.

$$\delta_i = z_K + i_i$$

A továbbiakban számítani tudjuk az új pontok koordinátáit is a geodézia első alapfeladatának a segítségével.

3.3. Pontkapcsolások

A vízszintes felmérés feladata, hogy a pontok alapfelületi helyét meghatározza. A részletpontok meghatározásának összhangját alappontok létesítésével biztosítjuk. Hazánkban az alapponthálózatot az 1900-as évek második felében létesítették, az ország egész területén egy-két kilométer távolságban alappontok létesültek. Az alappontok koordinátái és terepi helyei ismertek.

A részletes felméréseket csak akkor lehet végrehajtani, ha az alapponthálózat pontjai között újabb pontokat határozunk meg. Az új pontoknak a már ismert pontokhoz viszonyított egyértelmű meghatározásához két geometriai adatra van szükségünk:

- két szögre,
- két távolságra, vagy
- egy szögre és egy távolságra.

Attól függően, hogy ezek közül mely adatokat mérjük, a pontok meghatározásának más-más alapesetei adódnak.

A *pontmeghatározások* egyik csoportja a háromszögmódszer. Ebben az esetben a helymeghatározó adatok az ismert pontokat és a meghatározandó pontot összekötő egyenesek által alkotott háromszög szögei vagy oldalai. Ezek:

- előmetszés;
- oldalmetszés;
- ívmetszés;
- hátrametszés.

A pontmeghatározás ezen alapeseteit pontkapcsolásoknak nevezzük.

A pontkapcsolások egy pont meghatározására csak matematikai szempontból elégségesek. Geodéziai szempontból egy új pont meghatározását csak úgy végezhetjük, ha a mérésekre is van ellenőrzésünk, azaz a meghatározás szempontjából fölös méréseket is végzünk.

A pontkapcsolási eljárások közül ma az előmetszésnek és az ívmetszésnek van gyakorlati jelentősége. Korábban használták még az oldalmetszést és a hátrametszést mint pontkapcsolási eljárást, ezek részletei a klasszikus szakirodalomban megtalálhatók.

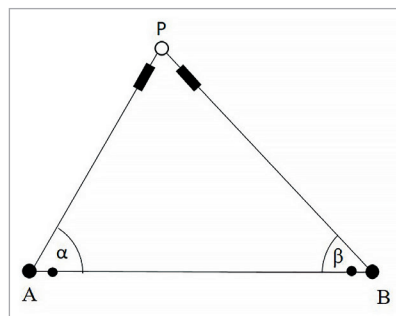
3.3.1. Előmetszés

Előmetszésnek nevezzük azt a pontkapcsolást, amikor a két adott ponton végzünk iránymérést mind az ismert, mind az új pontra, így *tisztán szögméréssel* határozzuk meg az új pontot. Előmetszéskor azt a geometriai összefüggést használjuk, hogy ha egy háromszög egyik oldalának hosszúságát és a rajta fekvő két szöget ismerjük, akkor a háromszög egyértelműen meghatározható.

Ennek két változata van: az előmetszés belső szögekkel, és az előmetszés tájékozott irányértékkel.

3.3.1.1. Előmetszés belső szögekkel

Belső szöges előmetszés (3.4. ábra) végrehajtása során műszerrel felállunk *A* pontra, és irányokat mérünk *P* és *B* pontra, majd felállunk *B* pontra, és mérjük az irányokat *A* és *P* pontra. Ehhez szükséges a két adott pont összeláthatósága.



3.4. ábra: Előmetszés (a szerző szerkesztése)

A két adott pont, A és B (alappont) ismert, a mérésből meghatározható az α és β szög:

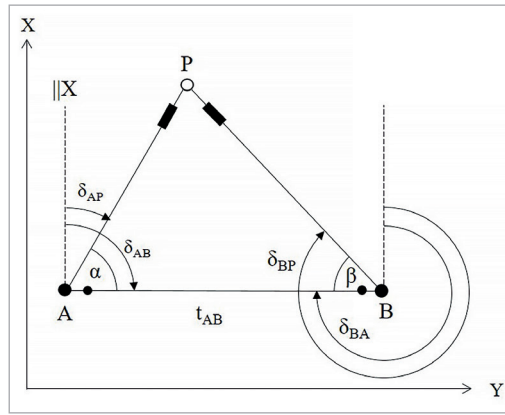
$$\alpha = i_{AB} - i_{AP} \quad \text{és} \quad \beta = i_{BP} - i_{BA},$$

A P pont meghatározása grafikusán: az A és B pontoknál az őket összekötő irányhoz képest felmérjük α és β szögeket. A szögcsúcsok metszéspontja adja a P pont helyét (3.4. ábra).

A numerikus megoldásnál a geodézia második alapeladata szerint kiszámítjuk az adott pontok koordinátáiból δ_{AB} , δ_{BA} irányszögeket és t_{AB} távolságot. Ezután a 3.5. ábra alapján AP és BP irányok *tájékozott irányértéke* levezethető.

$$\delta_{AP} = \delta_{AB} - \alpha \quad \text{és} \quad \delta_{BP} = \delta_{BA} + \beta$$

A fenti összefüggések előjelhelyesen csak akkor érvényesek, ha A , P , B pontok a pozitív forgatás értelmében következnek egymás után.



3.5. ábra: Belső szöges előmetszés (a szerző szerkesztése)

A P pontnál lévő szög (legyen γ) értéke számítható a háromszög belső szögeinek összegéből: $\gamma = 180^\circ - (\alpha + \beta)$. Most már ismerjük a háromszög egyik oldalának hosszát (t_{AB}) és belső szögeit, a másik két oldal hossza szinusz-tétellel számítható.

$$t_{AP} = t_{AB} \cdot \frac{\sin \beta}{\sin \gamma} \quad \text{és} \quad t_{BP} = t_{AB} \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin \gamma}$$

$$t_{AP} = t_{AB} \cdot \frac{\sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)} \quad \text{és} \quad t_{BP} = t_{AB} \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)}$$

mivel $\sin \gamma = \sin (180^\circ - (\alpha + \beta)) = \sin (\alpha + \beta)$

Ezzel a feladatot visszavezettük a geodézia első alapeladatára, hiszen ismerjük A és B pontok koordinátáit, a hozzájuk tartozó irányszögeket (δ_{AP} , δ_{BP}) és távolságokat (t_{AP} , t_{BP}). A P pont koordinátái ellenőrzéssel számíthatók:

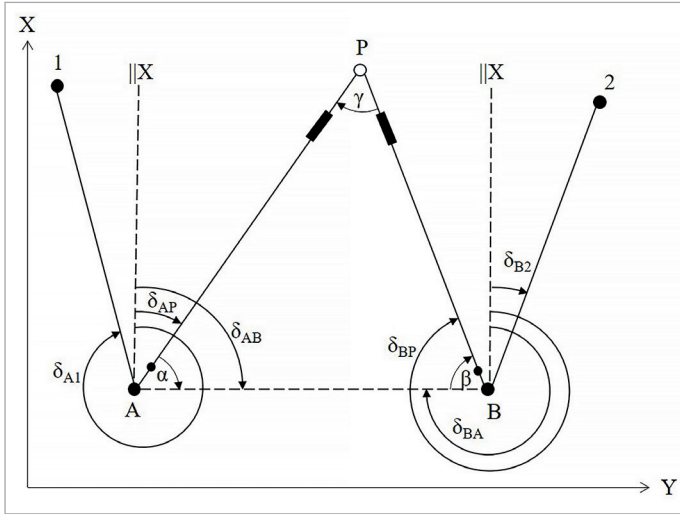
$$Y_P = Y_A + t_{AP} \cdot \sin \delta_{AP} \quad \text{illetve} \quad Y_P = Y_B + t_{BP} \cdot \sin \delta_{BP}$$

$$X_P = X_A + t_{AP} \cdot \cos \delta_{AP} \quad \quad \quad X_P = X_B + t_{BP} \cdot \cos \delta_{BP}$$

3.3.1.2. Előmetszés tájékozott irányértékekkel

Az előmetszésnek ennél a változatánál az adott pontok koordinátái mellett a két adott ponton végzett iránymérés tájékozása után, az új pontra menő tájékozott irányérték segítségével határozzuk meg az új pont koordinátáit. Ezt a módszert akkor használjuk, ha valamilyen okból A és B pontok nem láthatók össze (3.6. ábra).

A mérés végrehajtása során műszerrel felállunk A pontra, és iránysorozatot mérünk az ismert pontokra és P pontra, majd felállunk B pontra, és itt is iránysorozatot mérünk az ismert pontokra és P pontra.



3.6. ábra: Előmetszés tájékozott irányértékkel (a szerző szerkesztése)

Az alappontok ($A, B, 1, 2$) koordinátái ismertek, mindkét állásponton (A, B) elvégzett iránymérések tájékozásából származó δ_{AP}, δ_{BP} tájékozott irányértékek számíthatók.

A P pont meghatározása grafikusán: az A és B pontokon $+X$ tengellyel párhuzamos egyeneseket húzunk, és ezekhez mint baloldali szögszárhoz felrakjuk a tájékozott irányértékeket (δ_{AP}, δ_{BP}). Ezeknek a meghatározó irányoknak a metszéspontja adja a P pont helyét (3.6. ábra).

A numerikus megoldásnál a geodézia második alapfeladata szerint kiszámítjuk az adott álláspontok koordinátáiból δ_{AB}, δ_{BA} irányszögeket és t_{AB} távolságot. Az adott pontok koordinátáiból számítjuk a tájékozó pontokra vonatkozó irányszögeket (δ_{A1}, δ_{B2}) és távolságokat (t_{A1}, t_{B2}), az A , illetve B pontra a középtájékozási szöget (z_A, z_B) az irányszögekből és a hozzájuk tartozó irányértékekből (i_{A1}, i_{B2}), majd a P pontra vonatkozó tájékozott irányértéket (δ_{AP}, δ_{BP}) az iránymérések tájékozásában (3.2. fejezet) tanultak alapján.

$$z_A = \delta_{A1} - i_{A1} \quad \text{és} \quad z_B = \delta_{B2} - i_{B2}$$

$$\delta_{AP} = z_A + i_{AP} \quad \text{és} \quad \delta_{BP} = z_B + i_{BP}$$

Ezután számítjuk az APB háromszög belső szögeit:

$$\alpha = \delta_{AB} - \delta_{AP}$$

$$\beta = \delta_{BP} - \delta_{BA}$$

$$\gamma = \delta_{AP} - \delta_{BP}$$

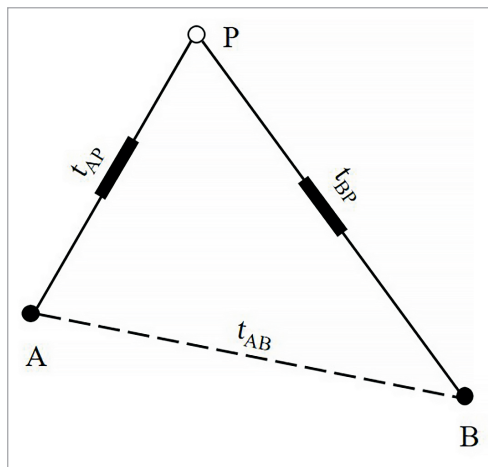
Így ismertté vált az APB háromszög egyik oldala (t_{AB}) és a rajta fekvő két szög (α, β), ezért a feladat további számítása megegyezik a belső szöges előmetszésnél leírtakkal.

3.3.2. Ívmetszés

Ívmetszésről akkor beszélünk, amikor két adott pontra mérünk távolságot az új pontról, vagy az adott pontokról az új pontra. Ez tisztán távolságméréseken alapuló pontkapcsolás.

Ívmetszéskor azt a geometriai összefüggést használjuk, hogy ha ismerjük egy háromszög mindhárom oldalának hosszúságát, akkor a háromszög egyértelműen meghatározható.

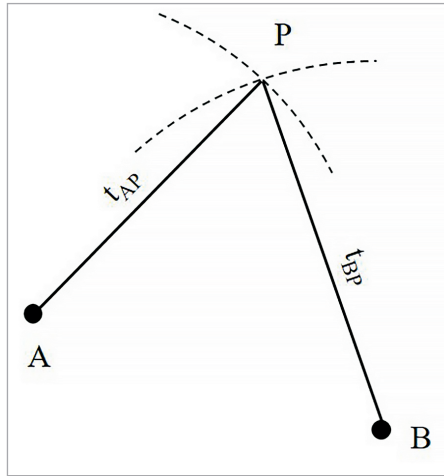
A mérés végrehajtása során mérjük AP és BP távolságokat (3.7. ábra).



3.7. ábra: Ívmetszés (a szerző szerkesztése)

Az adott pontok (A, B) koordinátái ismertek, a két pont távolsága számítható (t_{AB}), AP és AB távolságokat pedig megmértük (t_{AP}, t_{BP}).

A P pont meghatározása grafikusán: az A pont körül t_{AP} és a B pont körül t_{BP} sugarú kört rajzolunk, és a két kör metszéspontja kijelöli P pont helyét. Ez a helymeghatározás csak akkor egyértelmű, ha ismerjük A, P és B pontok egymásra követő helyét egy adott forgásértelemben, hiszen a két körnek két metszéspontja van (3.8. ábra).



3.8. ábra: Ívmetszés szerkesztése (a szerző szerkesztése)

A numerikus megoldásnál először a geodézia második alapeladata szerint kiszámítjuk az adott pontok koordinátáiból δ_{AB} , δ_{BA} irányszögeket és t_{AB} távolságot. A belső szögeket a félszögekre vonatkozó képletek segítségével határozzuk meg. Számítjuk

$$S = \frac{t_{AB} + t_{AP} + t_{BP}}{2}$$

segédmennyiséget, majd

$$\tan \frac{\alpha}{2} = \sqrt{\frac{(S - t_{AB}) \cdot (S - t_{AP})}{S \cdot (S - t_{BP})}} \quad \text{és} \quad \tan \frac{\beta}{2} = \sqrt{\frac{(S - t_{AB}) \cdot (S - t_{BP})}{S \cdot (S - t_{AP})}}$$

összefüggésből α és β szögeket:

$$\alpha = 2 \cdot \arctg \sqrt{\frac{(S - t_{AB}) \cdot (S - t_{AP})}{S \cdot (S - t_{BP})}} \quad \text{és}$$

$$\beta = 2 \cdot \arctg \sqrt{\frac{(S - t_{AB}) \cdot (S - t_{BP})}{S \cdot (S - t_{AP})}}$$

A belső szögek természetesen koszinusztétellel is számíthatók.

$$t_{AP}^2 = t_{BP}^2 + t_{AB}^2 - 2 \cdot t_{BP} \cdot t_{AB} \cdot \cos \beta$$

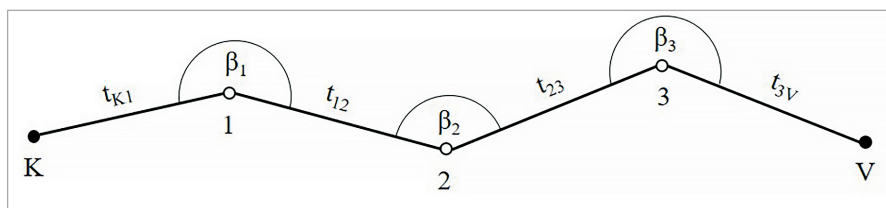
$$t_{BP}^2 = t_{AP}^2 + t_{AB}^2 - 2 \cdot t_{AP} \cdot t_{AB} \cdot \cos \alpha$$

Ezután már a további számítást visszavezethetjük a belső szöges előmetszésre.

3.4. Sokszögelés

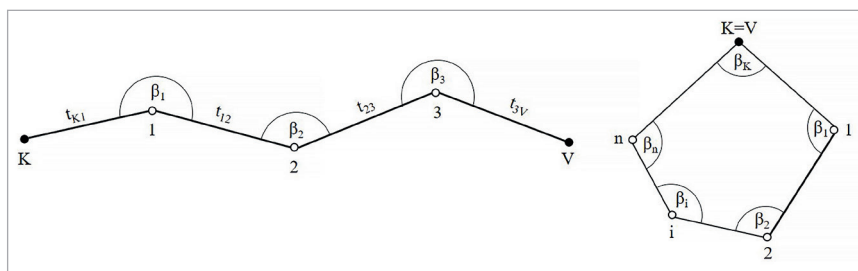
Sokszögelésnek nevezzük azt a pontkapcsolási módszert, ahol tetszőleges számú pont egymáshoz viszonyított helyzetét egyértelműen meghatározhatjuk, ha a szomszédos pontok távolságát, valamint az egyes pontokból kiinduló egyenesek (valóságban szakaszok) egymással bezárt szögét megmérjük.

Ebben az esetben magukat a pontokat *sokszögpontoknak*, a pontokat összekötő törtvonalakat *sokszögvonalnak*, az egyes oldalakat *sokszögoldalnak*, az oldalak egymással bezárt szögét pedig *törésszögnek* nevezzük. Törésszögnek minden esetben a haladási irány bal oldalára eső szöget tekintjük, és β -val jelöljük. A mért távolságokat pedig t -vel jelöljük (3.9. ábra).



3.9. ábra: Sokszögvonal (a szerző szerkesztése)

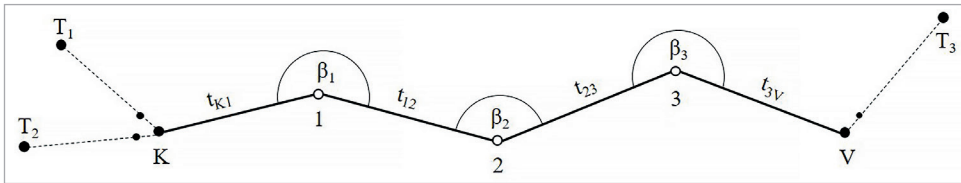
Alakjuk szerint megkülönböztetünk *nyílt* és *zárt sokszögvonalakat*. Nyílt sokszögvonalnál a kezdő- és a végpont két különböző pont. Zárt sokszögvonal esetén a kezdő- és a végpont ugyanaz a pont. A jegyzetben a nyílt sokszögvonalakat fogjuk tárgyalni, a zárt sokszögvonalak (zárt poligonok) csak speciális feladatoknál fordulnak elő (például föld alatti felmérések) (3.10. ábra).



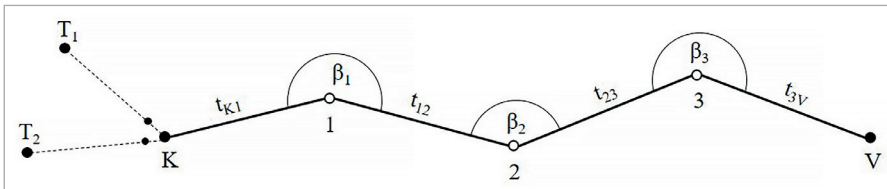
3.10. ábra: Nyílt és zárt sokszögvonal (a szerző szerkesztése)

A nyílt sokszögvonal lehet *csatlakozó*, amikor ismert koordinátájú alappontokhoz csatlakozik, és *önálló*, ha alappontokhoz nem csatlakozik. Kétszeresen csatlakozó a sokszögvonal, ha mind a két végpontja ismert. Amennyiben csak a kezdőpontja ismert koordinátájú alappont, akkor egyszeresen csatlakozó sokszögvonalról beszélünk. Ha a kezdő- és a végponton is mérünk tájékozó irányokra, akkor kétszeresen tájékozott, ha csak a kezdőponton hajtunk végre tájékozó irányokra mérést, egyszeresen tájékozott a sokszögvonal. Ezek alapján megkülönböztetünk:

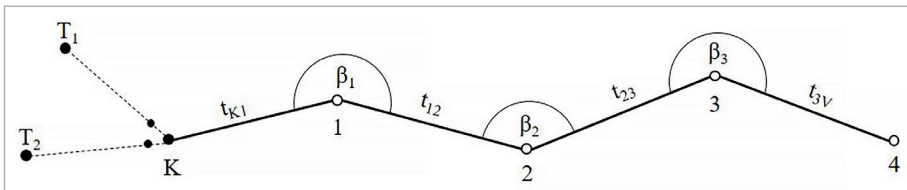
- kétszeresen csatlakozó, kétszeresen tájékozott (3.11. ábra),
- kétszeresen csatlakozó, egyszeresen tájékozott (3.12. ábra),
- egyszeresen csatlakozó, egyszeresen tájékozott, vagy más néven szabad (3.13. ábra) és
- beillesztett sokszögvonalakat (3.14. ábra).



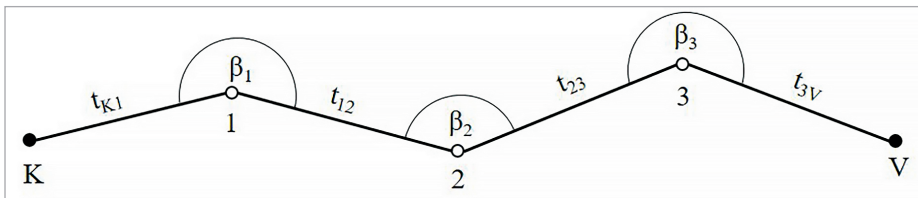
3.11. ábra: Kétszeresen csatlakozó, kétszeresen tájékozott sokszögvonalon (a szerző szerkesztése)



3.12. ábra: Kétszeresen csatlakozó, egyszeresen tájékozott sokszögvonalon (a szerző szerkesztése)



3.13. ábra: Egyszeresen csatlakozó, egyszeresen tájékozott (szabad) sokszögvonalon (a szerző szerkesztése)



3.14. ábra: Beillesztett sokszögvonalon (a szerző szerkesztése)

Megkülönböztetünk még *rövid* (oldalak hossza átlagosan 150 m) és *hosszú oldalú* (átlagos oldalhossz 1 km) sokszögvonalat.

Pontossági követelmény szerint *szabatos, belterületi és külterületi sokszögelésről* beszélünk. Szabatos sokszögelést a városok belterületén, belterületi sokszögelést az egyéb települések belterületén, külterületi sokszögelést általában a külterületeken alkalmazunk.

A sokszögvonalat a csatlakozó pontok rendűsége alapján *fő- és melléksokszögvonalakra* osztjuk. A főszokszögvonalak mindkét végpontja alappont (kétszeresen csatlakozó sokszögvonalon).

3.4.1. A sokszögvonalon vezetése

A sokszögvonalat úgy kell vezetni, hogy a sokszögoldalok olyan helyzetűek legyenek, hogy azokról a részletméréseket el tudjuk végezni. A pontmeghatározás megbízhatósága miatt célszerű kétszeresen csatlakozó, kétszeresen tájékozott sokszögvonalat vezetni, lehetőleg úgy, hogy

a tájékozásokhoz több alappont álljon rendelkezésre. Egyszeresen tájékozott és beillesztett sokszögvonalat csak kivételes esetben szabad vezetni. A szabad sokszögvonalt legfeljebb három rövid oldalból állhat. A sokszögvonalt vezetésénél figyelni kell arra, hogy az nyújtott legyen (a törésszögek közelítsék a 180° -ot), közel azonos oldalhosszakkal.

A sokszögpontok helyét meg kell jelölni, oly módon, hogy fennmaradásuk biztosított legyen. A pont helyét úgy kell kiválasztani, hogy a műszerrel fölé lehessen állni, és a szomszédos sokszögpontokkal összelátszódjon, hogy az irány- és távolságméréseket akadálytalanul el tudjuk végezni.

3.4.2. A sokszögvonalt mérése

A sokszögoldalok hosszát távmérővel mérjük meg. A sokszögoldalakat kétszer kell lemérni, és a két mérés átlagával számolni, ha az a pontossági előírásoknak megfelel. A pontossági követelményeket szakmai szabályzatok írják elő.

A szögmeréseket két távcsőállásban, két fordulóban végezzük. Mind a szögmérőműszert, mind a prizmat központosan kell felállítani, a szögmérési hiba elkerülése végett. A külpontos elhelyezésből származó hibák terjedésének megakadályozására úgynevezett kényszerközpontsító berendezést használunk.

A szögméréséhez használt felszerelés: három *műszerállvány*, három *kényszerközpontsító* (műszertalp), két *prizma*, egy *mérőállomás*. A méréshez az első sokszögpontra felállítjuk a műszert, a másodikon a jeltárcsát. Elvégezzük a szögmérést és a távmérést, majd a műszert kicseréljük a jeltárcsával oly módon, hogy a műszertalphoz nem nyúlunk, csak az alhidádét emeljük ki. Így a műszer pontosan ugyanarra a helyre kerül, ahol a jeltárcsa volt, és viszont. A műszerrel visszairányozunk az első pontra lévő jeltárcsára, majd előre a harmadik pontra lévő, már a pontra felállított tárcsára. A mérések végrehajtása után a hármas pontra kerül a műszer, a kettesre az egyik tárcsa, a négyes pontra pedig a másik tárcsa. Majd hátra-, illetve előreirányzást végzünk. Így folytatjuk tovább a mérést. A módszerből látszik, hogy mindig pontosan abba a pontra irányzunk vissza, ahol az előző irányzást végeztük. Pontraállási hiba adódhat, de ezt a mérés során nem vesszük tovább.

3.4.3. A sokszögvonaltak számítása

A számításánál az ismert alappontok koordinátáinak és a megmért törésszögeknek a segítségével számítjuk az egyes sokszögoldalok tájékozott irányértékeit, majd a sokszögoldalok hosszának ismeretében a haladási iránynak megfelelően a sokszögpontok koordinátáit.

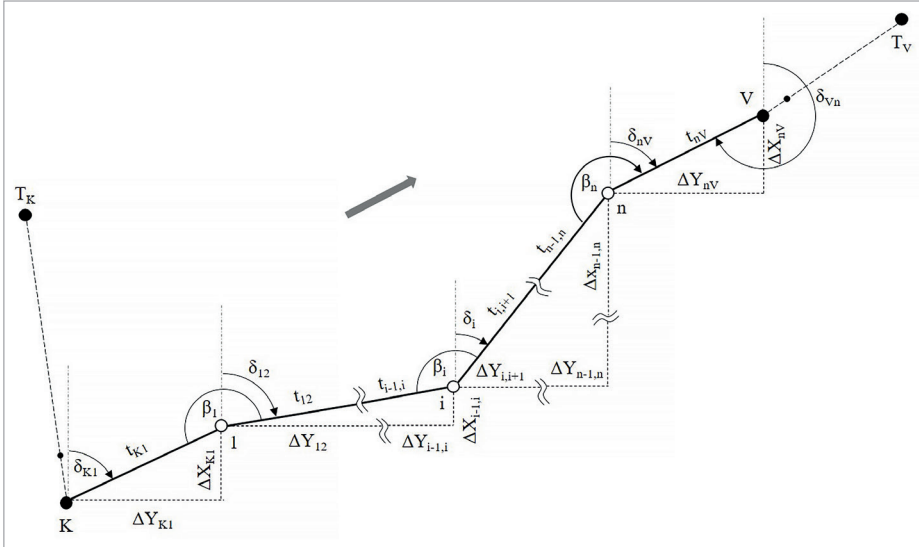
Maga a számítás menete két részre osztható: *előkészítésre* és *koordinátaszámításra*.

Előkészítés során először is a felhasznált alappontokról *koordinátajegyzéket* készítünk, majd egy *számítási vázlatot*. A számítási vázlaton meghatározzuk a *számítás irányát*. Ezt követően a *szögmérési jegyzőkönyvben* kiszámítjuk a számítási irány szerinti bal oldalra eső törésszögek (β) értékét:

$$\beta_i = i_{i+1} - i_{i-1} \text{ (előre - hátra)}$$

Amennyiben volt, elvégezzük a kezdő- és végpontra az iránymérések tájékozását, és ebből levezetjük a kezdő- és záróoldal tájékozott irányértékét (δ_{K_1} , δ_{V_n}) (3.15. ábra).

A mért sokszögholdalhoszakon már a mérések során elvégezzük a szükséges javításokat (meteorológiai). A redukálásokat (vízszintesre, alapfelületre, vetületi síkra) a mérési jegyzőkönyv számítása során végezzük el, és képezzük a végleges távolságokat.



3.15. ábra: Kettős sokszögvonal számítása (a szerző szerkesztése)

A kétszeresen csatlakozó és kétszeresen tájékozott sokszögvonalnál a kezdőponton és a végponton is mérünk tájékozási irányt (3.23. ábra). Adottak a kezdő- és végponton, valamint a tájékozó pontok koordinátái:

$$K(Y_K X_K), V(Y_V X_V), \quad T_K(Y_{T_K} X_{T_K}), T_V(Y_{T_V} X_{T_V})$$

Mérésből származó eredmények az $n+1$ db távolság és az n db törésszög.

$$t_{K1}, t_{12}, t_{i(i+1)}, \dots, t_{nV},$$

$$\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_i, \dots, \beta_n$$

A kezdő- és a végponton is elvégezzük a tájékozást, ennek eredményei a kezdő- és záróoldali tájékozott irányértékek (δ_{K1}, δ_{nV}).

A kezdőponton meghatározott δ_{K1} irányértékből kiindulva a törésszögek felhasználásával egymás után, egymásból számítjuk az egyes sokszögholdalak előzetes tájékozott irányértékét az alábbi összefüggéssel:

$$\delta_{12} = \delta_{K1} + 180^\circ + \beta_1$$

$$\delta_{i,i+1} = \delta_{i-1,i} + 180^\circ + \beta_i$$

$$\delta_{nV} = \delta_{n-1,n} + 180^\circ + \beta_n$$

Ha a mérésünket nem terhelnék hibák, akkor az utolsó tájékozott irányértéknek $\pm 180^\circ$ hozzáadása után meg kellene egyeznie a tájékozásból számított értékkel:

$$\delta_{nV} \pm 180^\circ = \delta_{Vn}$$

Mivel mérési hibák és kerethibák gyakorlatilag mindig vannak, a levezetett érték nem lesz egyenlő a számított értékkel. A kettő különbségét *szögzáróhibának* nevezzük:

$$d\varphi = \delta_{Vn} - (\delta_{nV} \pm 180^\circ)$$

azaz

$$d\varphi = \delta_{Vn} - (\delta_{K1} + \Sigma\beta_i - (n + 1) \cdot 180^\circ)$$

A számított szögzáróhibát össze kell hasonlítani a szabályzatokban előírt hibahatárral. Ha $d\varphi \leq d\varphi_{megengedett}$, akkor az ellentmondást úgy szüntetjük meg, hogy az eltérést a mért szögekre egyenletesen elosztjuk.

$$\beta_{i, jav} = \beta_i + javítás$$

ahol

$$javítás = \frac{d\varphi}{n + 1}$$

A kezdő- és végpontokon számított tájékozott irányértékeket is megjavítjuk, mert ezeket is mért értékekből vezettük le. A javított szögértékekkel levezetjük a sokszögoldalak tájékozott irányértékét a fentiekben leírt összefüggéssel:

$$\delta_{i,i+1, jav} = \delta_{i-1,i, jav} + 180^\circ + \beta_{i, jav}$$

és így a záróoldalnál a levezetett tájékozott irányérték megegyezik a tájékozásból számított értékkel.

Most már ismertté vált valamennyi sokszögoldal tájékozott irányértéke.

A tájékozott irányértékek és a távolságok ismeretében az oldalvetületeket számítjuk az alábbiak szerint:

$$\begin{aligned} \Delta Y_{K1} &= t_{K1} \cdot \sin \delta_{K1, jav} & \Delta X_{K1} &= t_{K1} \cdot \cos \delta_{K1, jav} \\ \Delta Y_{i,i+1} &= t_{i,i+1} \cdot \sin \delta_{i,i+1, jav} & \Delta X_{i,i+1} &= t_{i,i+1} \cdot \cos \delta_{i,i+1, jav} \\ \Delta Y_{nV} &= t_{nV} \cdot \sin \delta_{nV, jav} & \Delta X_{nV} &= t_{nV} \cdot \cos \delta_{nV, jav} \end{aligned}$$

Az oldalvetületek összegeinek meg kell egyezniük a kezdő- és végpont koordinátáinak különbségével, azaz:

$$\Sigma \Delta Y_i = Y_v - Y_K \quad \Sigma \Delta X_i = X_v - X_K$$

A keret- és mérési hibák miatt ezek nem lesznek egyenlők, hanem valamennyi eltérést mutatnak, amit *koordináta-záróhibának* hívunk:

$$\begin{aligned} dy &= (Y_V - Y_K) - \Sigma \Delta Y_i \\ dx &= (X_V - X_K) - \Sigma \Delta X_i \end{aligned}$$

Ezekből számított lineáris érték a *vonalas záróhiba*:

$$d = \sqrt{dy^2 + dx^2}$$

Ezt a vonalas záróhibát a szabályzatban megadott hibahatárral össze kell hasonlítani, és ha $d \leq d_{\text{megengedett}}$, akkor a koordináta-záróhibát az oldalvetületekre osztjuk, az oldalhosszak arányában. Ehhez kiszámítjuk a hosszegységre eső koordináta-záróhibákat.

$$dy_e = \frac{dy}{\Sigma t_i} \quad \text{és} \quad dx_e = \frac{dx}{\Sigma t_i}$$

ahol Σt_i – az egyes sokszögoldalok hosszának összege.

Ezután számítjuk a javított oldalvetületeket:

$$\Delta Y_{i_{jav}} = \Delta Y_i + dy_e \cdot t_i \quad \text{és} \quad \Delta X_{i_{jav}} = \Delta X_i + dx_e \cdot t_i$$

A záróhiba elosztása után számítjuk az egyes sokszögpontok koordinátáit:

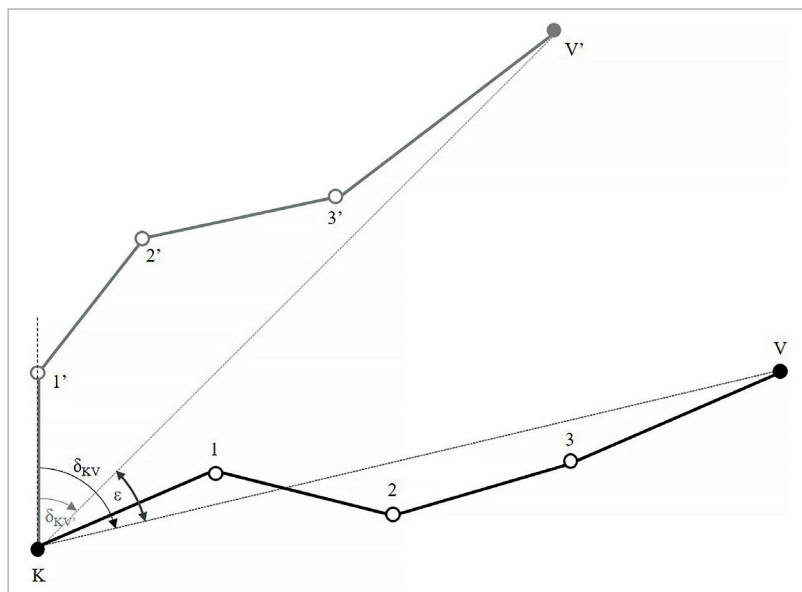
$$Y_i = Y_{i-1} + \Delta Y_{i_{jav}} \quad \text{és} \quad X_i = X_{i-1} + \Delta X_{i_{jav}}$$

Az utolsó lépésnél a végpont koordinátáit kapjuk meg.

*A kétszeresen csatlakozó és egyszeresen tájékozott sokszög*vonala (3.12. ábra) kezdő- és a végpontja is ismert koordinátájú pont, de csak a kezdőponton mérünk tájékozó irányt. Ezért ennél a sokszögvonalnál szögzáróhiba nem számítható. A számítás abban különbözik a kétszeresen csatlakozó, kétszeresen tájékozott sokszögvonala számításától, hogy hiányzik belőle a záróoldali tájékozott irányérték meghatározása. Így nem tudunk szögzáróhibát számítani. Tehát csak az oldalvetületek számítására van ellenőrzés, illetve az oldalvetületeknél tudunk koordináta-záróhibát és vonalas záróhibát számítani, és javítani az oldalvetületeket. Az oldalvetületek számításának menete megegyezik a kétszeresen csatlakozó, kétszeresen tájékozott sokszögvonala számításánál leírtakkal.

Egyszeresen csatlakozó, egyszeresen tájékozott vagy más néven tájékozott, szabad (3.13. ábra) sokszögvonaltípusnál csak a kezdőponton mérünk tájékozó irányt, és a végpont koordinátáit nem ismerjük. Így a szögzáróhiba és koordináta-záróhiba nem számítható. A számítás abban különbözik a kétszeresen csatlakozó, kétszeresen tájékozott sokszögvonala számításától, hogy a javítás nélküli értékeket fogadjuk el végleges adatoknak.

*A beillesztett sokszög*vonala ismert alappontból indul, és ismert alappontban végződik, de tájékozó irányt egyik végponton sem mérünk (3.14. ábra).



3.16. ábra: Beillesztett sokszögvonala számítása (a szerző szerkesztése)

Számítsuk ki a 3.16. ábrán ε -nal jelölt szöveget. Az ε kiszámításához először meg kell határoznunk V' pont koordinátáit. Ehhez vegyük fel $\delta_{K1'} = 0$ értéket. (Egy olyan koordináta-rendszer, amelynek kezdőpontja K , $+X$ tengelye pedig a $K1'$ oldallal esik egybe.) Számítsuk ki a sokszögvonala mint egy egyszeresen csatlakozó, egyszeresen tájékozott sokszögvonala, így megkapjuk V' pont koordinátáit. A geodézia második alapfeladata szerint számítjuk δ_{KV} és $\delta_{KV'}$ irányszögeket, valamint t_{KV} és $t_{KV'}$ távolságokat. Ezután számítjuk

$$\varepsilon = \delta_{KV} - \delta_{KV'}$$

elforgatási szöveget, majd a kezdőoldal végleges tájékozott irányértékét:

$$\delta_{K1} = \delta_{K1'} + \varepsilon$$

Innentől már végigszámítjuk a sokszögvonala, mint kétszeresen csatlakozó, egyszeresen tájékozott sokszögvonala.

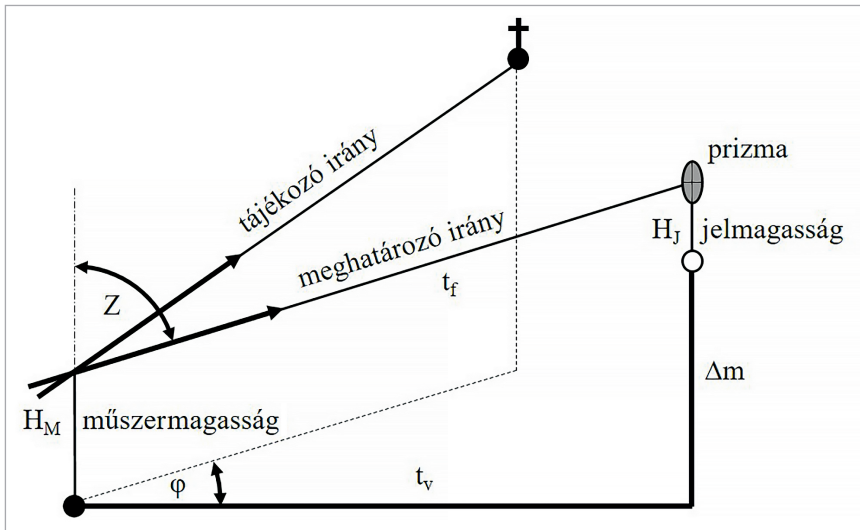
4. Tahimetria: az egyidejű vízszintes és magassági mérés

4.1. Általában

A földi pontok helymeghatározó adataira irányuló méréseket eddigi tanulmányaink során kettéválasztottuk, vízszintes mérésre és magasságmérésre. Ebben a fejezetben arról a mérési módszerről és műszerről lesz szó, amely a két mérést egyesíti. Ennek a mérési eljárásnak az előnye, hogy a tömegesen jelentkező részletpontok térbeli helymeghatározó adatait gyorsan, egy lépésben tudjuk meghatározni. Ezt a fajta mérést tahimetriának (magyarul gyorsmérésnek), műszereit pedig tahimétereknek nevezzük.

A tahimetria olyan eljárás, amelynél gyorsan, kevés terepi munkával tudunk olyan adatokhoz jutni, amelyek a felméréendő részletpontokat mind vízszintes, mind magassági értelemben meghatározzák.

A tahimetrálásakor (egyidejű vízszintes és magasságmérési eljárásakor) a P részletpont helyét a szomszédos alappontokhoz viszonyítva poláris méréssel határozzuk meg. Meghatározzuk a vízszintes szöget (φ), a vízszintes távolságot (t_v) és a magasságkülönbséget (Δm).



4.1. ábra: Térbeli helymeghatározó adatok (a szerző szerkesztése)

4.2. A tahiméterek szerkezete

A tahimetria műszere a tahiméter, amellyel a meghatározandó pont térbeli helymeghatározó adatai vagy az ezek számításához szükséges adatok mérhetők. Az egyszerű tahiméterek nem sokban különböznek a teodolittól. A teodolitok szálkeresztjét távmérésre alkalmas szálakkal is kiegészítik. Ezek a teodolitok tahimetrálásra is alkalmasak.

4.3. A tahiméterek osztályozása

A tahimétereket három csoportba osztjuk:

- egyszerű,
- redukáló,
- elektronikus tahiméterek.

Az első két csoportba tartozó tahimétereknél a távolságmeghatározás optikai úton történik, ezért a felszereléshez egy beosztott lécs, úgynevezett tahiméteres lécs is tartozik. Így a közvetlen hossz mérés elkerülhető, ami gyorsítja a mérést.

Az elektronikus tahiméterek digitális teodolittal összeépített elektronikus távmérők.

4.3.1. Az egyszerű tahiméter

Az egyszerű tahiméterek annyiban különböznek a teodolittól, hogy a távcsövük távmérő, mégpedig egy állandó száltávolságú irányszálas vagy prizmás távmérő. A tahiméter mindig fel van szerelve magassági körrel.

A vízszintes távolságot az egyszerű irányszálas távmérésnél

$$T_v = c \cdot \sin Z + k \cdot \Delta l \cdot \sin^2 Z$$

a magasságkülönbséget pedig a *Geodézia I.* jegyzet 6.5. fejezetében a trigonometriai magasság-mérésnél levezetett

$$\Delta m = h - l + T_f \cos Z$$

összefüggéssel számítjuk.

A részletpont vízszintes koordinátái pedig a geodézia első alapfeladata alapján:

$$Y_2 = Y_1 + Y_{12} \cdot \sin \delta_{12}$$

$$X_2 = X_1 + X_{12} \cdot \cos \delta_{12}$$

magassága

$$M_p = M_A + \Delta m$$

képlettel számítható.

Látszik, hogy a részletpontok vízszintes távolságának és magasságának meghatározásához sok, összetett számítást kell elvégezni. Ez a számoló- és számítógépek széles körű elterjedése előtt nehezítette a mérnökök munkáját.

4.3.2. A redukáló tahiméter

A számítások csökkentése és a mérések meggyorsítása érdekében olyan műszereket készítettek, amelyek azonnal megadják a részletpont vízszintes távolságát az állásponttól (t_v) és a magasságkülönbség (Δm) közvetlen meghatározását (4.1. ábra). Ezeket a műszereket nevezzük redukáló tahimétereknek.

A gyakorlatban használt redukáló tahiméterek igen sokfélék voltak. Közülük leginkább azok terjedtek el, amelyek a redukáláshoz a változó száltávolság elvét, a tangenscsavaros vagy a kettősképes prizmás távmérő redukáló rendszerét alkalmazták. Ma már az ezeken az elveken épített műszereket nem használjuk, már csak ipartörténeti emlékek. A gyakorlatból teljesen kiszorította ezeket az optikai tahimétereket az elektrooptikai távmérők elterjedése.

4.3.3. Az elektronikus tahiméter

Az elektronikus tahiméterek végeredményben elektronikus teodolittal egybeépített elektrooptikai távmérők. Ezek a műszerek a tahimetria nagyfokú automatizálását teszik már lehetővé. Az elektronikus tahiméterekkel a ferde távolságot, a magassági szöget és a vízszintes körleolvasást is megkaphatjuk, így lehetővé válik – a műszer- és a jelmagasság ismeretében – a mérendő pont vízszintes távolságának és magasságkülönbségének meghatározása. Ezekkel a műszerekkel megoldható a mérési folyamat teljes automatizálása.

VÁKÁT OLDAL

5. Mérőállomások

A legkorszerűbb elektronikus tahiméterek mikroszámítógépekkel vannak felszerelve, amelyek vezérlik a mérési programot. A program által vezérelt mérés eredményeiből a részletpontok koordinátái határozhatók meg, vagy kitűzési adatok számíthatók. Az ilyen tahimétereket megkülönböztetésül computer-tahimétereknek, később egyszerűen mérőállomásoknak nevezték el. *A mérőállomás egy egységben valósítja meg a vízszintes és magassági szögmérést, a távmérést, a mérési eredmények tárolását, kezelését, átalakítását és számítások végrehajtását.*

A továbbiakban a mérőállomások jellemzőivel foglalkozunk.

A mérőállomásokat mozgatásuk szerint manuális vagy szervomotoros osztályba soroljuk.

5.1. A mérőállomások csoportjai

5.1.1. Manuális vezérlésű mérőállomások

Manuális (kézi) vezérlésről akkor beszélünk, amikor az alhidádé és a távcső mozgatása hagyományos módon kézzel történik. Mind az alhidádéhoz, mind a távcsőhöz kötő- és paránycsavarok tartoznak, amelyek általában úgynevezett súrlódó (frikciós) megoldással készülnek. Ennek az a lényege, hogy teljes megkötés nélkül is működnek a paránycsavarok, tehát előre beállított fékhatás mellett csak a paránycsavarokhoz kell nyúlni, így tempósabb lesz a mérés.

5.1.2. Robot-mérőállomások

Szervomotoros vezérlés (robot-mérőállomások) esetén az alhidádét és a távcsövet szervomotorok forgatják, így lehetővé téve a mérés teljes automatizálását is. Ez magával hozta az új technológiai elemek lehetőségét a mérőállomások történetében.

Az automatikus irányzás elvégzését is a motoros megoldás teszi lehetővé. Vízszintes irányméréskor elegendő az első távcsőállásban elvégezni a mérést. A második távcsőállásban a műszer a motoros forgatás következtében beáll a megfelelő irányba, és kézzel csak a finom, pontos irányzást kell elvégezni.

*Automatikus célfelismerés*kor a mérést végző személynek elég csak durván megirányozni a célpontot (az irányzó dioptrával), a finom irányzást elvégzi a műszer automatikusan. Előnye abban rejlik, hogy az irányzás mindig pontosan a prizma közepére történik a felhasználtól függetlenül. Az irányzás gyors, az észlelő fáradtságától független, nem szükséges a parallaxis teljes megszüntetése, és bármilyen prizmával kompatibilis a rendszer.

Automatikus célkövetés esetén az első mérés után a mérőállomás követi a prizmát, és mozgás közben bármelyik mérési adatot rögzíti anélkül, hogy a célkövetés megszakadna. Használata 360°-os prizmával a legkényelmesebb, mert ebben az esetben nem kell a prizmát a műszer felé fordítani. Topográfiai felmérések, mederfelmérések, kitűzések végzésekor igen hatékony eszköz.

*Pontkeresés*nél a pontkereső megtalálja a prizmát elvesztés esetén. A bekapcsolt pontkeresés segítségével a műszer, miközben forog, kiküld egy függőleges helyzetű lézerlegyezőt. Amikor a legyező eléri a prizmát, a műszer megállítja a forgatást, az automatikus célkövetés átveszi az irányítást, és finoman megirányozza a pontot. A pontkereső funkció használata hasznos az első

irányzáskor vagy ahhoz, hogy ismét megtalálja a prizmat, ha az automatikus célkövetés teljesen elvesztette azt, például ha fedett a terület.

*Távirányító rendszer*nél a célpont mellől tudjuk a mérést vezérelni a kezelőbe épített rádiómodem segítségével. A távirányítón és a műszeren lévő kijelző és billentyűzet egymással kölcsönösen kommunikál, így az egyemberes mérés megvalósítható. A távirányítás segítségével a hagyományos mérőállomásos felmérés és kitűzés mellett – egyes műszer típusok esetében – a műszer alhidádéjára vagy a prizmatobtra, a prizma fölé szerelt GPS-vevő is vezérelhető a prizma mellől ugyanazzal a távvezérlővel.

Az elektronikus teodolitokat általában a csöves libellát helyettesítendő *elektronikus libellával* látják el. A libella kijelzése számszerű vagy grafikus (rajzi) formában jelenik meg.

5.2. A szögmérő egység

Ebben a részben részletesen foglalkozunk a mérőállomások szögmérési teljesítőképességét (pontosságát) befolyásoló tényezőkkel, nevezetesen: a gyártási és szerelési hibákkal, a felállítási hibákkal, a környezeti hatások okozta szöghibákkal és a személyi hibákkal.

5.2.1. Gyártási és szerelési hibák

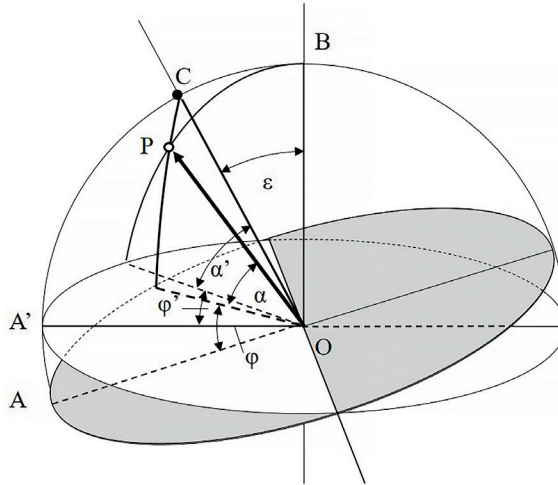
A vízszintes szögek mérésénél már tanultunk az optikai műszerek, teodolitok szabályos gyártási és szerelési hibáiról (kollimációhiba, fekvőtengelyhiba, indexhiba stb.). Ezeket a szabályos hibákat rendszerint azzal a szögmérési technológiai előírással küszöböltük ki, hogy két távcsőállásban mértünk.

A legkorszerűbb mérőállomásoknál, amelyeknél számítógépekkel vezérelt szögmérő rendszerek vannak, a szabályos gyártási és szerelési hibák egyéb módon is kiküszöbölhetők. A szóban forgó hibákat ellenőrző (teszt-) mérésekkel meghatározzák, és ezeket az értékeket a számítógép memóriájában eltárolják. A tárolt értékek újabb ellenőrző mérésig megmaradnak. A számítógép ezekkel a tárolt értékekkel az I. távcsőállásbeli leolvasást megjavítja, és a javított értéket jeleníti meg a kijelzőn, ezért a legtöbb mérőállomással általában elegendő csak az I. távcsőállásban mérni. Ahhoz, hogy a mérőállomás mindig megfelelően működjön, szakszervizben rendszeresen ellenőrizni, kalibrálni, szabályozni kell.

5.2.2. Felállítási hibák

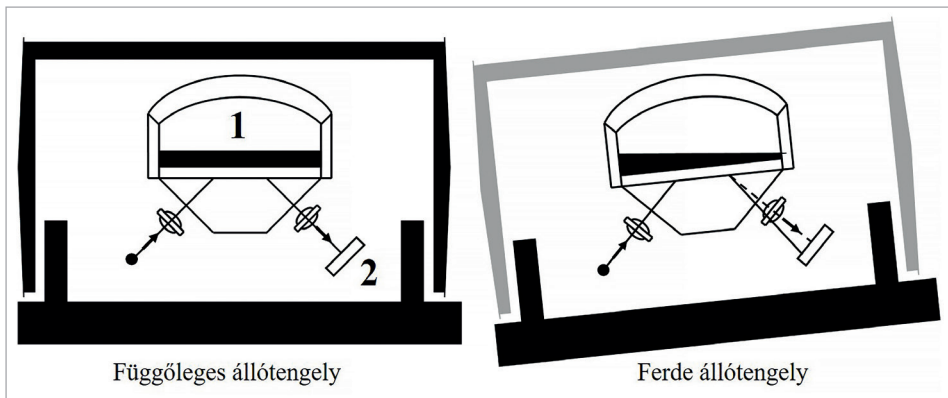
A felállítási hibák közül a legveszélyesebb az állótengely ferdesége, aminek kiküszöbölésére nincs mérési módszer. Amennyiben az állótengely nem függőleges, akkor még a két távcsőállásban végzett mérés sem küszöböli ki az előbb tárgyalt hibákat.

A korszerű mérőállomásokat általában dőlésérzékelővel (állótengely-kompenzátorral) látják el, amely folyamatosan érzékeli az állótengely dőlését, és meghatározza az állótengelydőlés irányát és nagyságát. Ezek ismeretében a számítógép elvégzi a pillanatnyi távcsőhelyzetnek megfelelő vízszintes és magassági szögértékek javítását.



5.1. ábra: Az állótengely ferdeségének hatása a vízszintes és a magassági szögre (a szerző szerkesztése)

Az egytengelyű dőlésérzékelők mindig a műszer fekvőtengelyének irányában határozzák meg a dőlést. A kéttengelyű dőlésérzékelő pedig két irányban végzi el a dőlés meghatározását.



5.2. ábra: Elektronikus dőlésérzékelő (a szerző szerkesztése)

A mérőállomások az irányértékek számításához általában az alábbi összefüggéseket használják:

$$Hz = Hz' + \frac{d_k}{\sin V} + \frac{d_h}{\tan V} + \frac{d_1}{\tan V}$$

és

$$V = V' + d_i + d_2$$

ahol: Hz – irányérték,

Hz' – első távcsőállásbeli leolvasás,

- V – zenitszög,
- V' – első távcsőállásbeli leolvasás,
- d_k – kollimációhiba,
- d_h – fekvőtengelyhiba,
- d_i – indexhiba,
- d_1 – állótengely-ferdeség fekvőtengely síkjába eső vetülete,
- d_2 – állótengely-ferdeség irányvonal síkjába eső vetülete.

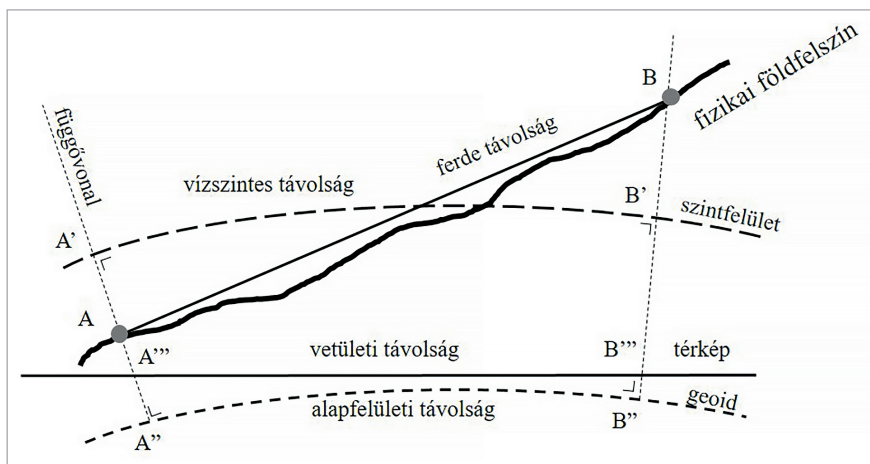
Az állványelszavarodási hiba a mérőállomásokkal való méréskor jelentős méreteket is ölthet, mivel a megnövekedett hatótávolság miatt időben általában sokkal tovább mérünk egy állásponton, ami az állványelszavarodás egyik alapvető oka. Ezen hiba csökkentése érdekében a gyakori (20-30 percenkénti) tájékozást alkalmazzuk.

5.2.3. Személyi hibák

A személyi hibák egyike az irányzási hiba. A mérőállomásoknál, mint azt fent említettük, elegendő csak az I. távcsőállásban mérni, ezért az irányzási hiba nem javítható. A csökkentése érdekében az alappontokra való irányzásnál kétfordulós mérést hajtunk végre. Emlékeztetőül: a teodolittal való szögmérésekkor ez a hiba kiszűrhető volt a két távcsőfekvésben való mérések összehasonlításából.

5.3. A távmérő egység

Hogy mennyire használható a távmérő rész, az a pontosság, a hatótávolság, az egy prizmával megmérhető távolság, illetve a prizma nélkül (direkt reflex) mérhető távolság nagyságától is függ.



5.3. ábra: Távolságfogalmak (a szerző szerkesztése)

A gyakorlati geodéziában a mérések eredményeül a ferde távolságot kapjuk. A geodéziai számításokat és a térképezést a vetületi síkon végezzük. A ferde távolságból redukálással kapjuk a vízszintes távolságot, amit tovább redukálunk az alapfelületre, így megkapjuk az alapfelületi távolságot. Ebből további redukálással kapjuk meg a vetületi távolságot.

A hagyományos technológiák alkalmazásakor a fent említett redukálásokat az irodai feldolgozás során számították.

Ma már általánossá vált a fizikai távmérés. A hatótávolság és a pontosság megnőtt, a megbízhatóság milliméteres nagyságú lett, és a műszerekkel egybeépített számítógépek segítségével a helyszínen is lehetőség van alappont-meghatározásra. A mérőállomások használata során tudni kell, hogy a különböző redukciókat milyen módon veszi figyelembe a műszer, illetve a műszer kezelőjének milyen adatokat kell megadni a redukciók figyelembevételéhez.

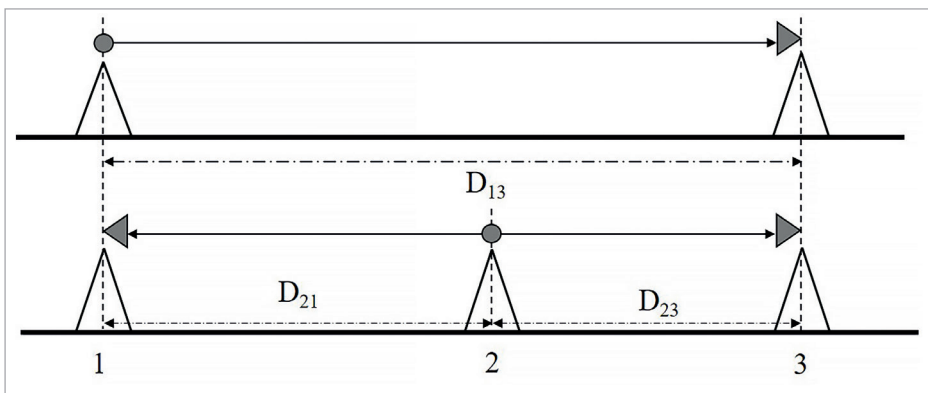
A továbbiakban először a ferde távolsággal, majd a vízszintes és függőleges távolság (magasság) számításával ismerkedünk meg, ezt követően pedig a tengerszinti és vetületi redukciók figyelembevételével foglalkozunk.

5.3.1. A ferde távolság

A mérőállomásokban lévő távmérő rész a fázismérés elvén működő elektrooptikai távmérő, amely a nyers ferde távolságot méri. A számítógység ezt a nyers ferde távolságot korrigálja az összeadó-állandó és a meteorológiai javítás értékével. A kijelzőn a javított ferde távolság jelenik meg.

5.3.1.1. Összeadó-állandó

A legtöbb esetben sem a mérőállomás, sem a prizma állótengelye nem megy át a műszer távmérő részének elektronikus zéruspontján, illetve a prizma optikai zéruspontján. Ezeket az állótengelyek és zéruspontok közötti távolságokat együttesen összeadó-állandónak vagy prizmaállandónak nevezzük.



5.4. ábra: Prizmaállandó meghatározása (a szerző szerkesztése)

Az összeadó-állandó meghatározására több lehetőség van. Az egyik az, hogy két tetszőleges pont között mérőszalaggal megmérjük a távolságot, majd a műszerrel is meghatározzuk a pontok közti

távolságot. A kettő különbsége adja meg az összeadó-állandó értékét. A másik lehetőség, ha a két tetszőleges pont közti távolságot először egy egészként, majd egy közbenső vonalpontra állva, két részletben is megmérjük. Az eredmények különbsége megadja az összeadó-állandó értékét.

$$D_{13} + C = (D_{21} + C) + (D_{23} + C)$$

$$C = D_{13} - (D_{12} + D_{23})$$

5.3.1.2. Meteorológiai javítás

A fény légüres térben meghatározott sebessége ismert:

$$c = 299\,792\,458 \text{ m/s}$$

A távmérők által kibocsátott elektromágneses hullámok a légkörben haladnak, és ez a közeg – a levegő – nem homogén. A levegőben a terjedési sebesség megváltozik a levegő törésmutatójának függvényében, mégpedig $v = c \cdot n$ értékű lesz, ahol n a levegő törésmutatója.

A törésmutató értéke függ többek között a légnyomástól és a hőmérséklettől, a párányomástól és a nedves hőmérséklettől. Ez utóbbi az elektrooptikai távmérők esetén csak nagyon kis mértékben befolyásolja a mért távolságot, ezért ezt a gyakorlatban nem szoktuk mérni.

Állandó mérőfrekvencia elvén működő távmérővel mért T_0 mérési eredmény csak akkor felel meg a tényleges T távolságnak, ha a levegő törésmutatójának értéke n_0 lenne.

Méréskor a levegő törésmutatója n . Minthogy

$$T \cdot n = T_0 \cdot n_0$$

$$T = T_0 \cdot \frac{n_0}{n}$$

így a javítás:

$$T - T_0 = T_0(n_0 - n)$$

A gyakorlatban 1 km-re vonatkozó javítás $(n_0 - n) \cdot 10^6$ -szoros értéke használatos, dimenziója mm/km, neve: meteorológiai javítás (atmoszférikus korrekció, vagy szorzóállandó, vagy ppm – part per million).

A meteorológiai javítás alapvetően a léghőmérséklet és a légnyomás függvénye.

A hőmérséklet mérése hőmérőkkel történik. Magyarországon a Celsius-fokot használjuk, a tudományos vizsgálatoknál a kelvin használatos.

$$K = 273,15 + ^\circ C$$

A légnyomást barométerrel mérjük. Mértékegysége a higanymilliméter (Hgmm), más néven a torr. Másik mértékegysége a hektopascal (hPa), vagy más néven millibar (mbar). A két különböző mértékegység között az összefüggés a következő:

$$760 \text{ Hgmm} = 1013,25 \text{ hPa}$$

A meteorológiai javítás az alábbiak szerint számítható (például a Sokkia műszereknél):

$$ppm = 278,96 - \frac{0,2904 \cdot p}{(1 + 0,0003661 \cdot t)}$$

ahol: ppm – meteorológiai javítás mm/km-ben,

p – légnyomás (hPa),

t – léghőmérséklet (°C).

A gyártó cégtől függően a képlet első tagja változhat, mit tekint az átlagos levegő törésmutató indexének. A mai műszerek már számítják a meteorológiai javítást, ha a mérés elején beállítjuk a hőmérsékletet és a légnyomást.

Korábban táblázatok és nomogramok szolgálták a ppm-érték meghatározására.

Miután a fenti képletet a mérőállomásba beépítették, a javítás számítása automatikusan megtörténik, ha a helyi viszonyoknak megfelelő hőmérséklet- és légnyomásértéket megadjuk.

$$T_f = T_0 \cdot (1 + ppm \cdot 10^{-6}) + C$$

ahol T_f – a kijelzett ferde távolság (m),

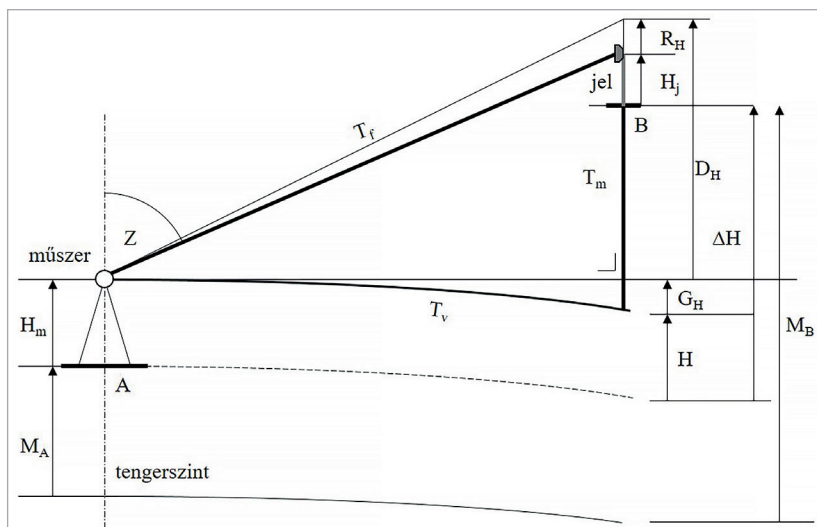
T_0 – a valódi mért távolság (m),

ppm – a meteorológiai javítás (mm/km),

C – prizmaállandó (m).

5.3.2. A vízszintes és függőleges távolság

Az előzőekben leírtak szerint a végleges ferde távolságot a mérőállomás automatikusan átszámítja vízszintes és függőleges távolságra, a következő módon:



5.5. ábra: Távolság- és magasságmeghatározás (a szerző szerkesztése)

$$T_v = T_f \cdot \sin Z - C_1$$

$$T_m = T_f \cdot \cos Z + C_2$$

ahol T_v – vízszintes távolság (m),
 T_m – függőleges távolság (m),
 Z – zenitszög.

$$C_1 = \frac{1 - \frac{k}{2}}{R} \cdot T_f^2 \cdot \sin Z \cdot \cos Z$$

$$C_2 = \frac{(1 - \frac{k}{2})/2}{R} \cdot T_f^2 \cdot \sin^2 Z$$

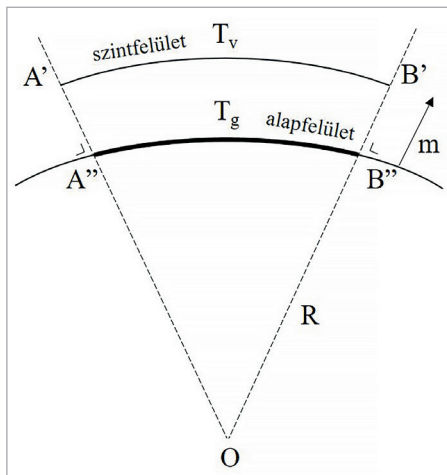
ahol k – refrakció-koefficiens (0,142),
 R – a Föld sugara (6380 km).

$$M_B = M_A + H_m + T_m - H_j$$

ahol M_B – új pont abszolút magassága (m),
 M_A – álláspont abszolút magassága (m),
 H_m – műszermagasság (m),
 H_j – jelmagasság (m),
 T_m – függőleges távolság (m).

5.3.3. Alapfelületi távolság

A T_g alapfelületi távolság kiszámítására az 5.6. ábra alapján a következő arányosságot használjuk:



5.6. ábra: Alapfelületi távolság (a szerző szerkesztése)

$$T_g : T_v = R : (R + m)$$

ahol: T_g – alapfelületi (tengerszinti) távolság,
 T_v – vízszintes távolság,
 R – Föld-sugár (6380 km),
 m – a vonal átlagos tengerszint feletti magassága.

A fenti arányosságot kifejtve a következő összefüggéshez jutunk:

$$T_g = T_v \cdot \left(1 - \frac{m}{R}\right)$$

ahol: $T_v \cdot \frac{m}{R}$ – a tengerszintre történő redukció mértéke.

A hosszrövidülési tényező:

$$S_g = 1 - \frac{m}{R}$$

Ez méretaránysszorzónak tekinthető, amellyel ha megszorozzuk a vízszintes távolságot, akkor az alapfelületi (tengerszinti) távolságot kapjuk eredményül.

5.3.4. A vetületi távolság

A vetületi torzulások azt mutatják meg, hogy a vetületi hossz (T_{vet}) mennyire torzul az alapfelületi hosszhoz (T_g) képest. Ezt a viszonyt a hossztorzulási tényező

$$S_v = \frac{T_{vet}}{T_g}$$

fejezi ki.

A hossztorzulási tényező ismeretében redukálhatjuk az alapfelületi távolságot a vetületi síkra. Jó közelítéssel az EOV vetületi síkon a hossztorzulási tényező értékét az alábbi összefüggésből számítjuk:

$$S_v = m_0 + 1,23 \cdot 10^{-8} \cdot (X_{k(km)} - 200)^2$$

ahol: S_v – a hossztorzulási tényező,

$m_0 = 0,99993$,

X_k – a vonal közepes X koordinátája km-ben kifejezve.

5.3.5. Az alapfelületi (tengerszinti) és a vetületi távolság

A legtöbb mérőállomás fel van készítve a tengerszinti és a vetületi redukciók figyelembevételére. Erre egy méretaránysszorzót (S_F) alkalmaz, amellyel felméréskor megszorozza a vízszintes távolságot, kitzúteskor pedig osztja a számított hosszat.

Ez az S_F paraméter minden álláspont létesítés során az 1,0000000 alapértéket veszi fel. Ha nem módosítjuk, akkor a mérőállomás a vízszintes távolsággal dolgozik.

A tengerszinti és a vetületi hossztorzulási tényező értéke a felméréendő területre előre meghatározható, ez az együttes méretaránysszorzó.

$$S_F = S_g \cdot S_v$$

ahol S_F – együttes méretaránysszorzó,
 S_g – hosszrövidülési tényező,
 S_v – hossztorzulási tényező.

5.3.6. Táv mérési módok

A mérőállomások távmérői több üzemmódban is működtethetők, amelyek a következők:

- szabványos: általában;
- gyors szabványos: nagy forgalmú területeken;
- folyamatos: mozgó célpont, kitűzés esetén;
- aritmetikai: nagy pontosságra való törekvéskor.

A hatótávolság az alkalmazott visszaverő felületek és a levegő állapotának függvénye.

5.4. Számító rész

5.4.1. Adattárolás, valamint adatcsere műszer és számítógép között

A mérőállomásokon általában két adattárolási lehetőség van, belső és külső adattároló. A külső adattároló adatkártya szokott lenni. A műszerek lehetővé teszik a kétirányú adatforgalmat, azaz a műszerből adatokat vihetünk át az irodai számítógépbe, és fordítva.

A kiolvasás lehet kábeles, ilyenkor figyelni kell a kommunikációs paraméterek helyes megválasztására. Kártyakiolvasásnál, illetve adatrátöltésnél a kártyát elhelyezzük a kártyaolvasóban, és azt, mint egy USB eszközt, csatlakoztatjuk a számítógépre. Sok esetben nem kell a műszerből kivenni a kártyát, hanem azt az USB-porton keresztül közvetlenül a számítógépre lehet csatlakoztatni. Az is előfordul, hogy a műszer tasztatúrájára pendrive-ot lehet csatlakoztatni, és azon keresztül kommunikál a műszer a számítógéppel.

A mérőállomásokkal végzett méréseknél minden szükséges adat rögzítésre kerül a műszer memóriájában. A rögzítendő adatokat három főbb csoportba oszthatjuk: leíró adatokra, álláspontra vonatkozó adatokra és a mérendő pontra vonatkozó adatokra.

A *leíró adatok* közül legfontosabbak a *munkaterület nevének* megadása, amellyel egy új fájl hozhatunk létre, vagy egy korábbi fájlba léphetünk be, és folytathatjuk a korábbi méréseket. Itt adhatjuk meg a legfontosabb, munkaterülethez vonatkozó adatokat: a *kezelő neve*, a *műszer típusa* és *gyártási száma*. A munkaterülethez általában rendelhető egy *méretarány-tényező*, amelynek akkor van jelentősége, ha a műszer a terepen végzett mérésekből koordinátát képez, vagy fordítva, koordinátából kitűzési értéket. Meg kell adni a *pontazonosító típusát*, a *magasság*

tárolásával összefüggő adatokat; a legegyszerűbb esetben mindösszesen annyit, hogy kívánunk-e magasságot tárolni, vagy sem.

Az álláspontra vonatkozó adatok elsősorban: a pont száma, Y, X koordinátája, magassága, a műszermagasság, valamint a jellegkód. Az álláspont létesítéséhez tartozik a meteorológiai adatok, a hőmérséklet és légnyomás megadása.

A *mérendő pontra vonatkozó adatoknál* kell megadni a *jelmagasságot, pontszámot, pontkódot*. Adattárolás szempontjából a mérőállomások kétféle adatot képesek rögzíteni: nyers mérési adatokat (irányérték, zenitszög/magassági szög és ferde/vízszintes távolság vagy magasságkülönbség), valamint koordinátákat.

A koordináták rögzítése esetén a műszer adatrögzítőjében nem a nyers mérési adatok, hanem csak a pont koordinátái tárolódnak, esetleg a kettő együttesen. A műszerből egy koordinátajegyzék olvasható ki. A módszer előnye a valós időben történő koordinátameghatározás, hátránya azonban, hogy a mérés nem rendelkezik semmiféle hivatalos dokumentációval, azaz a terepen végzett munka „nem állítható vissza” dokumentált módon. A gyakorlatban ezeket a megoldásokat kerülni kell. Kitűzésekkor, némely kataszteri munkáknál alkalmazzuk ezt a módszert.

Amennyiben a nyers mérési adatokat rögzítjük, akkor a terepen mért adatokból a kimenő adatok (koordináták) bármikor előállíthatók, és számításuk is megfelelően dokumentálható. Ennek a módszernek előnye a visszaállíthatóság, hátránya, hogy az adatokat utólag kell feldolgozni. Ezt a módszert alkalmazzák a mérnökgeodéziai feladatoknál és geodéziai alappont-meghatározásoknál.

5.4.2. Alapvető beállítások

Mérőállomásoknál sokféle beállítási lehetőség közül választhatunk. Ezen lehetőségek ismerete igen fontos. Hibás beállítás esetén a mérési eredmények is hibásak lesznek. Általában ezeket a beállításokat elegendő egy alkalommal megtenni a mérések megkezdése előtt.

Az elektronikus tahiméterek esetén lehetőség van a mértékegységek megválasztására. Távolságok esetén a választható mértékegységek a méter és az angolszász országokban használatos foot (láb) (1 láb = 0,3048 m).

A szög mérés egységei közül Magyarországon a 360-as fokosztást használjuk. Más országokban viszont a 400-as fokrendszert is alkalmazzák (újfok vagy gon).

A limbusz számozásának iránya megegyezik az óramutató járásával, azaz jobbsodrású. A limbusz számozásának irányát változtathatjuk balsodrásúra is. A forgásirány helytelen definiálása a feldolgozásnál problémát okozhat. Több műszernél a kijelzés élessége is változtatható, ami nem keverendő össze a szög mérés pontosságával.

5.5. Gyakori programok

A mérőállomásokba épített számítógép lehetővé teszi a mérés vezérlésén kívül az adatok tárolását és különböző számítások végrehajtását. A beépített programok célja és feladata a felhasználó munkájának könnyítése. Vannak olyan programok, amelyek minden mérőállomásban gyártótól függetlenül megtalálhatók. Ezek közül a legfontosabb programokat mutatjuk be.

5.5.1. Álláspont létesítése

Ismert álláspont létesítése: ahhoz, hogy közvetlenül valamilyen megadott, például országos koordináta-rendszerben dolgozhassunk, meg kell adnunk a műszer-koordináta-rendszer kezdőpontjának adatait, amelyek: az álláspont koordinátái (Y, X, Z), a műszermagasság (h) és a limbusz 0-jának az irányszöge (δ). Ha magasságmérést nem végzünk, akkor elegendő három adat is, az Y , az X és a δ .

Az álláspont Y, X, Z koordinátái ismertek az adott koordináta-rendszerben, a műszermagasság (h) mérhető, és egy távoli (tájékozódó) pont ismeretében a limbusz 0-ját tájékozni tudjuk.

Szabad álláspont létesítése: az álláspont koordinátái ismeretlenek. Ebben az esetben a környezetben lévő, ismert alappontokra történő irány- és távolságmérésekből lehet az álláspont koordinátáit levezetni és a tájékozást elvégezni.

Akár ismert, akár szabad álláspont létesítését is végeztük, utána ellenőrizni kell az álláspont-létesítést.

Ismert álláspont létesítésekor az ellenőrzés egyik módját maga a mérőállomás kínálja fel, ha a tájékozódó pontra – amennyiben ez lehetséges – egy prizmát is elhelyeztünk, akkor meg tudjuk mérni az álláspont és a tájékozódó pont távolságát. Ezek után mód nyílik a számított és mért távolságok összehasonlítására. Ha a két érték különbsége a megadott hibahatárt (például $7,5 \cdot \sqrt{t_{[km]}}$) nem lépi túl, akkor az álláspont-létesítés megfelelő. Az ellenőrzésnek egy másik módja, ha több tájékozódó irányt mérünk. Minden pontra vonatkozóan tároljuk a vízszintes szöveget (esetleg távolságot, zenitszöveget és jelmagasságot), majd a műszer a koordináták alapján számítja a tájékozási szövegeket és a súlyozott középtájékozási szöveget. A mért irányok mellé általában az irányeltérés kerül kijelzésre. Az irányeltérések vizsgálatával (például kisebb, mint $\frac{15}{\sqrt{t_{[km]}}}$) eldönthetjük, hogy elfogadjuk a tájékozás eredményét, vagy valamelyik irányt kihagyjuk, vagy újra mérjük. Az ellenőrzésnek azt a módját is választhatjuk, hogy egy ismert koordinátájú pontot bemérünk, és összehasonlítjuk a mért és ismert koordinátákat. Ebben az esetben az Y és X koordináták különbsége nem lehet nagyobb, mint a megengedett hibahatár.

5.5.2. Szabad álláspont létesítése

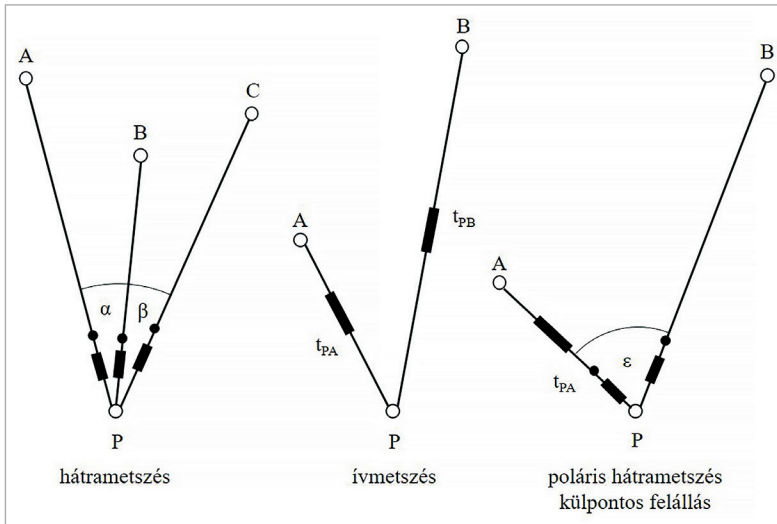
A szabad álláspont egy, a helyszínen számított, a felmérés vagy kitűzés érdekében szigorú szabályok betartásával létesített alappont, amelyet rendszerint nem állandósítunk.

A mérőállomások elterjedésével szükségessé vált, hogy egy ismeretlen koordinátájú ponton történő felállás esetén is elvégezhető legyen a felmérési, kitűzési munka. Az álláspont helyét ott választjuk ki, ahol a feladat elvégzése szempontjából a legkedvezőbb. Itt felállva a műszerrel, a látható és mérhető ismert pontok alapján először meghatározzuk az álláspont koordinátáit, majd utána elvégezzük a részletmérési vagy kitűzési feladatokat. Az álláspont helyét úgy választjuk ki, hogy a további feladat szempontjából a legjobb irányzási lehetőségeket biztosítsa.

A szabad álláspont létrehozásakor a pont koordinátáit olyan pontossággal kell meghatározni, hogy az megfelelően az alappont követelményeinek, és a bemérendő részletpontok is megfelelő pontossággal legyenek meghatározhatók.

A szabad álláspont meghatározása csak belső álláspontokról mért irányokkal és távolságokkal történik. A meghatározásához legalább két szög, vagy két távolságra, vagy egy szög és egy

távolságra van szükség. A pontmeghatározások egyes alapesetei a következők: hátrametszés, ívmetszés, poláris hátrametszés (5.7. ábra).



5.7. ábra: Pontmeghatározás alapesetei belső iránnyal és távolsággal (a szerző szerkesztése)

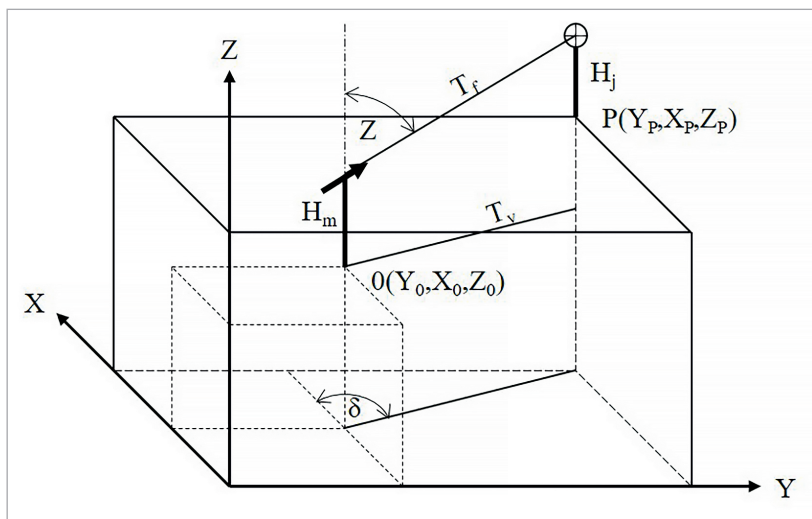
Szabad álláspont létesítése ismert koordinátájú pontokra történő szög- és távolságmérések különféle kombinációjának felhasználásával történhet. Jó meghatározásról akkor beszélünk, ha van megfelelő számú fölös geometriai adat, az iránymérések mellett távolságméréseket is végzünk, a meghatározó irányok a horizonton egyenletes eloszlást mutatnak, és a meghatározásba a legközelebbi pontokat vonjuk be.

5.5.3. Poláris koordinátamérés

A koordináták országos rendszerben való számításának feltétele a limbuskör tájékozása. Ha nem tájékoztuk le a vízszintes kört, akkor a műszer a vízszintes kör nulla osztásához viszonyított helyi koordinátákat számít.

Abban az esetben, ha még az álláspont koordinátáit sem tudjuk megadni, hanem azoknak 0 értéket adtunk meg, úgy *relatív koordinátamérésről* beszélünk. Ekkor a pontok a térben egymáshoz képest elfoglalt helyzete megfelelő lesz, de a Földhöz kötött vonatkozású rendszerben nem helyezhetők el.

A geodézia egyik alapfeladata a polárisan bemért pontok koordinátáinak számítása (az álláspont és a tájékoztató irányok koordinátáinak megadása és a tájékozás elvégzése után) (5.8. ábra). Ebben az esetben tehát nemcsak nyers mérési adatok kerülnek tárolásra a terepen, hanem koordináták is.



5.8. ábra: Térbeli koordinátameghatározás (a szerző szerkesztése)

$$Y_P = Y_0 + T_f \cdot \sin Z \cdot \sin \delta$$

$$X_P = X_0 + T_f \cdot \sin Z \cdot \cos \delta$$

$$Z_P = Z_0 + T_f \cdot \cos Z + H_m - H_j$$

ahol Y_0, X_0, Z_0 – az álláspont koordinátái,

T_f – ferde távolság,

Z – zenitszög,

δ – irányszög,

H_m – műszermagasság,

H_j – jelmagasság.

5.5.4. Poláris kitűzés

A kitűzésekkor valamely tervezett létesítmény helyét jelöljük ki a természetben.

A gyakorlatban először vízszintes értelemben, majd magassági értelemben tűzzük ki a pontokat. A tájékozás végrehajtása és a kitűzendő pont kiválasztása után – alapesetben – a kijelzőn a következő adatok láthatók:

- Maradék vízszintes szög (dHz),
- maradék vízszintes távolság (dHD) és
- maradék magasság (dZ).

VÁKÁT OLDAL

6. Vízi vonalas létesítmények állapotfelmérése

Vonalas létesítményeken a föld felszínén, a föld alatt vagy a felszín felett tartókon elhelyezett, *keskeny, hosszú létesítményeket* értjük.

Vízi vonalas létesítmények a fentiek közül, amelyek a természetes és mesterséges vizekkel kapcsolatosak. Vízi vonalas létesítmények a lecsapoló- és öntözőcsatornák, a vízfolyások, a folyók, árvízvédelmi töltések, a föld alatt elhelyezett vízvezetékek, szennyvízcsatornák, csapadékcatornák stb.

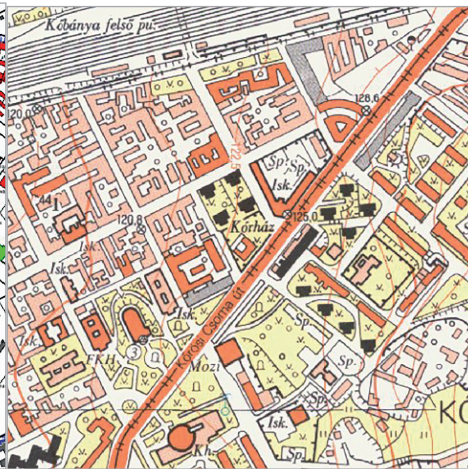
Ezen létesítmények felmérésekor a következő feladatokat kell elvégezni. Először az *adatgyűjtést, tervezést*, majd a *vízszintes és magassági alappontok sűrítését*. Ezen feladatok elkészülte után a *vonalas létesítmény szelvényezése* (stacionálás) következik, majd a *keresztshelvények mérése*. Végül a mérési adatok *irodai feldolgozása*, azon belül is a *hossz- és keresztshelvény, vonalas létesítmény helyszínrajzának és a műtárgyak helyszínrajzainak* elkészítése.

6.1. Adatgyűjtés és tervezés

Az adatgyűjtést az országos nyilvántartásnál kezdjük. A kormányhivatalnál (Járási Hivatal Agrárügyi és Környezetvédelmi Főosztály, Földhivatali Osztály [2019]) beszerezzük a szükséges alapokat: *digitális alaptérképeket* (6.1. ábra), *topográfiai térképeket* (6.2. ábra), országos *vízszintes és magassági alappontok* adatait (6.3. ábra) és szükség estén az *ortofotókat*. Mindezeket megvásárolhatjuk – regisztrációt követően – a www.geoshop.hu oldalon.



6.1. ábra Digitális alaptérkép



6.2. ábra topográfiai térkép [10]

Vízszintes alappont pontleírása

EOV		625 179,71		94 188,38		EOV: 15-1143	
Transz-formált	ST.	-	126 416,49	+	59 707,43	A pont száma:	régi:
	HKR	-	126 412,18	+	21 942,32	Nyilvántartási térkép jele 15 - 11	
Y		X		Község: FELSŐZSISZÁK			
				Megye: Tolna			
				Meghatározta: BGTV 1984 évben			
Helyszínrajz, leírás/				Állandósította: Vizi Gábor			
E Sz				1984 évben 25x25x90 méretű HP 1984 jelű			
15-1143				vasbeton kövel, vagy			
L (161,75)				A központ jele: furatos rézcscsap.			
0769				Földalatti jel: 20x20x10 cm			
-58,0				betonkő furatos rézcscsapal.			
-39,0				Pontvédő ber.: 2 db. 2.5 m-es vb jelzőoszlop			
25-2000				Örponok:			
ártér L				Balti magasság			
				Kö: 92,12		Helyszínelte:	
				Fa.jel: 90,94			
				Tor.:			
				Munkaszám: 36/1984		Nyilv.sz.: 115	

EOMA		Pontleírás	
Helyszínrajz:		A pont száma: 0013294-1	
096 Sz		A pontmegjelölés módja: osap (jele vagy száma: -----) tárcsa gomb kő (1,5... méter mélységű)	
Szentgotthárd		EOMA magasság: 123,456 méter	
14,9 m beljártó út		Térképszelvény száma: 15 - 11	
13,2 m		Helység: FELSŐZSISZÁK	
50,2 m		Megye: TOLNA	
130 km		Állandósítás éve: 1984	
Hidasnémeti		Mérés éve: 2016	
086/12 Sz		Helyszínelés éve:	
012		Azonos: 4501 (B 123,452 m)	
Helyszínrajzi leírás: Szentgotthárd - Hidasnémeti közötti út 129,950 km-nél, az út ÉK-i oldalán.			
Megjegyzés: EOV koordináta Y=625 076 X=94 275			

6.3. ábra: Vízszintes és magassági pontleírás (a szerző szerkesztése)

A létesítmény kezelőjétől, üzemeltetőjétől begyűjtjük a felmérés megtervezéséhez és végrehajtásához nélkülözhetetlen adatokat. Az *alapadatok* és a helyszínen történt területi bejárás során *összegyűjtött információk* (például a munkaterület megközelíthetősége, a domborzati viszonyok, a terep fedettsége stb.) alapján, a *végterméssel* szemben támasztott tartalmi és formai követelmények és a *határidő* szem előtt tartásával megtervezzük az elvégzendő *műszaki feladat végrehajtását*, az ehhez szükséges *eszköz- és munkaerőigényt*, és *ütemezzük* a különböző *részfeladatokat*.

6.2. Vízsintes és magassági alapponthálózat létesítése

A vízi vonalas létesítmények alpponthálózatát – amelyek a felvételi alapvonalat alkotják – a létesítmény tengelyvonalával lehetőleg párhuzamosan kell kitűzni és meghatározni. Lehetőleg végig, de legalább hosszú szakaszon a létesítmény ugyanazon oldalán legyen, hogy a mérési munkálatokat a keresztbe járás ne nehezítse meg. A vízfolyásoknál rendszerint a bal parton létesítjük az alppontokat, mert így egyszerűbb a keresztshelvények felrakása. A vízszintes alppontok hagyományos, sokszögeléssel végzett meghatározását ma már nagyrészt felváltja a mérőállomásokkal vagy GNSS-technológiával mért alppontok létesítése. A fedett tereprészeken, ahol a műholdas helymeghatározás számára kedvezőtlenek a feltételek, mérőállomásokkal mérünk. A mérőállomással vagy sokszögelünk, vagy szabadálláspont-meghatározással sűrítjük a hálózatot.

A magassági alppontokat az országos magassági alpponthálózat pontjai közötti alppontsűrítéssel fejlesztjük ki, a pontossági igénytől függően történhet IV. rendű vonalszintezéssel. Itt a betartandó hibahatár:

$$d_{(\text{mm})} = 10 \cdot \sqrt{L}$$

ahol L – a szintezési vonal hossza km-ben kifejezve.

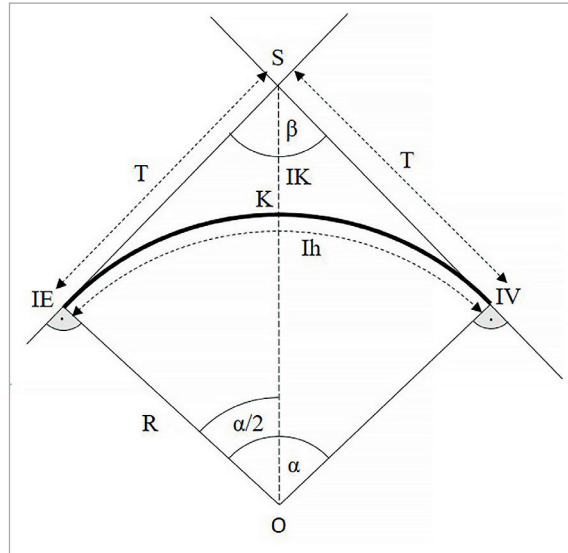
Az alppontsűrítésnél irányadó szempont, hogy 1000 m-enként legyenek magassági alppontok.

6.3. Szelvényezés

A vízi vonalas létesítmények általában kanyargósak, az egyenes szakaszok között ívek helyezkednek el. Ezek az ívek a vízi létesítményeknél általában tiszta körívek. Ezért most megismerkedünk a körívek jellemző pontjaival, és számításukkal (6.4. ábra).

A 6.4. ábra alapján az érintők metszéspontját sarokpontnak (S) nevezzük, az ív főpontjai az ív eleje (IE), az ív közepe (IK) és az ív vége (IV).

A körívet az ív sugarával (R), a központi szögével (α), a tangenshosszával (T), a törésszögével (β) és az ívhosszával (Ih) jellemezzük.



6.4. ábra: Körív jellemző adatai (a szerző szerkesztése)

A jellemző pontok között az alábbi összefüggések állnak fenn:

$$\begin{aligned}\alpha &= 180^\circ - \beta \\ T &= R \cdot \tan \frac{\alpha}{2} \\ Ih &= R \cdot \frac{\pi}{180} \cdot \alpha \\ \overline{SK} &= \overline{SO} - R = \frac{R(1 - \cos \frac{\alpha}{2})}{\cos \frac{\alpha}{2}}\end{aligned}$$

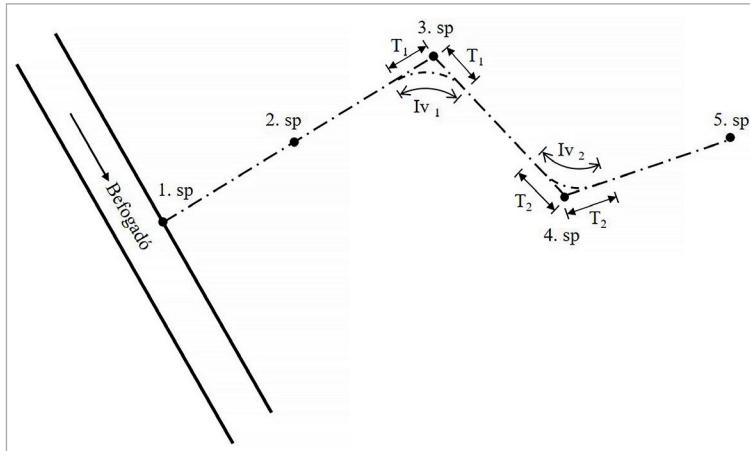
Állapotfelméréseknel a szelvényezés (stacionálás) alapját a létesítmény tengelyvonalában vagy azzal párhuzamosan létesített alappontok képezik. A szelvényezés első lépéseként kijelöljük a kiindulópontot (0+000 szelvényét), ami vízfolyások, lecsapolócsatornák, folyók, szennyvízcsatornák esetében a *befogadónál*, öntözőcsatornák, vízvezetékek esetében pedig a *víz kivételi helyen* van.

A felmérés céljától függően a jellemző pontokon kívül kerek (20 m, 50 m, 100 m stb.) távolságokban (az alappontok közötti egyenesbe fektetett mérőszalag mentén) kijelöljük az erre a szakaszra eső szelvénypontokat. A szelvénycöveket leütjük a helyére, a cövekre a szelvény számát írjuk (például 0+000, 0+050, 1+250 stb.).

A szelvényezést *folyamatos* mérési technológiával végezzük a 0+000 szelvénytől kiindulva. Amikor alapponthoz érünk, a mérőszalagon leolvasást végzünk, ezt az adatot összevetjük az alappontok közötti számított távolsággal. Ha minimális az eltérés, a szalag előre- vagy hátracsúsztatásával eltüntetjük a hibát. Ha durva hibát vétettünk, akkor visszamegyünk a megelőző alapponthoz, és onnan újra végrehajtjuk a szelvényezést. A szelvényezést minden alappontnál ellenőrizni kell.

A 6.5. ábrán látható alappontok szelvényszámai előre kiszámíthatók az következők szerint:

1. SP: 0+000
2. SP: $\overline{12}$
3. SP: $\overline{12} + \overline{23}$
4. SP: $\overline{12} + \overline{23} + \overline{34} - 2 \cdot T_1 + Iv_1$
5. SP: $\overline{12} + \overline{23} + \overline{34} - 2 \cdot T_1 + Iv_1 + \overline{45} - 2 \cdot T_2 + Iv_2$



6.5. ábra: Sokszögpontok szelvényszámozása (a szerző szerkesztése)

Szelvény	A pont megjelölése	Megjegyzés	Jegyzet
0+000	kő	77 sp.	
0+070	kő	8 sp	
0+100	cövek		
0+115	nincs	Belvizcsat. II. becsatlakozás jobbról	
0+200	cövek		
0+228	kő	7 sp.	
0+300	cövek		
0+356	nincs	ív eleje	
0+371	cövek	ív közepe	
0+386	nincs	ív vége	
0+400	cövek		
0+488	nincs	ív eleje	
0+526	cövek	ív közepe	
0+564	nincs	ív vége	
0+600	cövek		
0+662	nincs	Műtárgy tengelye (csőáteresz)	
0+699	kő	4 sp.	

6.6. ábra: Stacionálási jegyzőkönyv (a szerző szerkesztése)

Az alappontok szelvénytábláinak előre történő kiszámítása nemcsak a szelvényezés ellenőrzése miatt hasznos, hanem mert így a létesítmény felmérését szakaszolni lehet, amennyiben szükséges. Több mérőcsoport is dolgozhat a területen egyszerre, ami gyorsítja a felmérés végrehajtását.

Az ívek jellemző pontjait (*IE, IK, IV*), *műtárgyak* alvízi és felvízi oldalát, illetve tengelyvonalát, a *csatlakozó mellékágak torkolatát* és egyéb *keresztvező létesítményeket* mindig szelvényezni kell, tehát ezek szelvénytábláját is rögzíteni szükséges. A szelvényezésről úgynevezett stacionálási jegyzőkönyvet készítünk (6.6. ábra).

6.4. Keresztszelvények mérése

A felmérés megkezdése előtt (esetenként utána) valamennyi szelvényezett pont (szelvénytáblával megírt cövek) magasságát meg kell adni. Ezt a már meghatározott alappontok magasságából vezetjük le oda-vissza történő V. rendű vonalszintezéssel. A megengedett záróhiba:

$$d_{(\text{mm})} = 20 \cdot \sqrt{L}$$

ahol L – a szintezési vonal hossza km-ben kifejezve.

A fenti előkészítő mérések után kezdjük el a keresztszelvények felvételét. Minden szelvényezett pontban mérünk keresztszelvényeket.

A felmérést a szelvények kitűzésével kezdjük. A szelvények iránya legtöbbször a létesítmény hossz tengelyére merőleges. Ilyenkor a kitűzést egyszerű eszközzel, például szögprizmával végezzük, és a keresztszelvények irányát kitűzőrudakkal jelöljük meg.

A keresztszelvény részletpontjait egyidejű vízszintes és magasságméréssel határozzuk meg. A részletpont távolságát a szelvénykarótól mérőszalaggal mérjük meg, a magasságkülönbséget pedig szintezőműszerrel mérjük. Magas árvízvédelmi töltéseknél a mérőállomások használata előnyös lehet mind a vízszintes távolság, mind a magasságkülönbség mérésére.

A keresztszelvényenként felveendő részletpontok száma természetesen függ a létesítmény alakjától. Általánosságban a szelvény minden jellemző pontját mérni kell. Az ábrán egy öntözőcsatorna jellemző pontjai láthatók. Töltés vagy meder mérésekor jellemző pontnak számít a töltés vagy a meder tengelypontja, attól függetlenül, hogy magassági változással alig jár. A töltéskoronán vagy a mederben minimum három pontot kell bemérni minden esetben.

A keresztszelvények száraz és vizes (nedves) szakaszból állnak. Kis mélységű vízfolyásokban a partról a szintezőlécezt továbbvisszük a vízbe úgy, hogy közben a mérőszalagot kifeszítjük a meder felett. Nagyobb folyóknál, vízfolyásoknál a száraz és vizes szelvény mérést külön-külön hajtjuk végre. (A vizes szelvény bemérését a 9. fejezetben tárgyaljuk.) Ahhoz, hogy a kétféle mérést csatlakoztatni tudjuk egymáshoz, a száraz szelvény mérésekor (ahol a keresztszelvény felvételét a szokásos módon végezzük) a víz szintjét is be kell mérni, és a jobb és bal oldalt egységesen kell érteni.

Vízfolyásoknál általános szabály, hogy – a folyás irányában nézve – annak bal oldala a bal kéz felé esik, jobbra pedig a jobb oldal.

A mérési adatokról szintezési jegyzőkönyvet vezetünk, ahol feltüntetjük a szelvénytáblát, a baloldali margóra a szelvénykaróhoz viszonyított mérési irányt (bal, jobb), a részletpontok szelvénykarótól mért távolságát és a léceleolvasást (6.7. ábra).

A pont megjelölése	Leolvasott léchosszak			Magassága	
	hátra	középre	előre	az iránysíknak	a pontnak
0+600 karó	1243				
t		1130			
B 1,5		1512			
4,5		1650			
J 1,0		1480			
2,5		3012			
3,0		3320			
4,5		3410			
5,0		2750			
9,0		1312			
11,0		1410			
1		2140			
2		1480			
0+600			1245		

6.7. ábra: Szintezési jegyzőkönyv (a szerző szerkesztése)

A részletpontok mérésénél mindig kell ellenőrző mérést végezni, például egy ismert magasságú pontra történő előreirányzással.

A műtárgyakról alakhelyes vázlatot rajzolunk, amelyre a műtárgy jellemző méreteit beírjuk. Esetleg a műtárgyról fényképet is készíthetünk.

6.5. Irodai feldolgozás

A hossz- és keresztaszvélvények ábrázolásához szükséges a szintezési jegyzőkönyvek kiszámítása, amivel a részletpont tengelytől való távolságát és alapfelület feletti magasságát határozzuk meg. Ha mérőállomással dolgoztunk, akkor a műszerből kiolvassuk a jegyzőkönyvet, amely a további feldolgozáshoz kell.

Először a vonalszintezési jegyzőkönyvet számítjuk, ezzel minden magassági alappontnak és szelvénykarónak mm éles magasságot adunk. A megengedett szintezési záróhiba vízi létesítményeknél:

$$d_{(\text{mm})} = 20 \cdot \sqrt{L}$$

ahol L – a szintezési vonal hossza km-ben kifejezve.

Miután a szelvénykaróknak megadtuk a tenger feletti magasságát, számítjuk a keresztaszvény-szintezési jegyzőkönyvet. Itt a részletpontoknak cm éles magasságot számítunk.

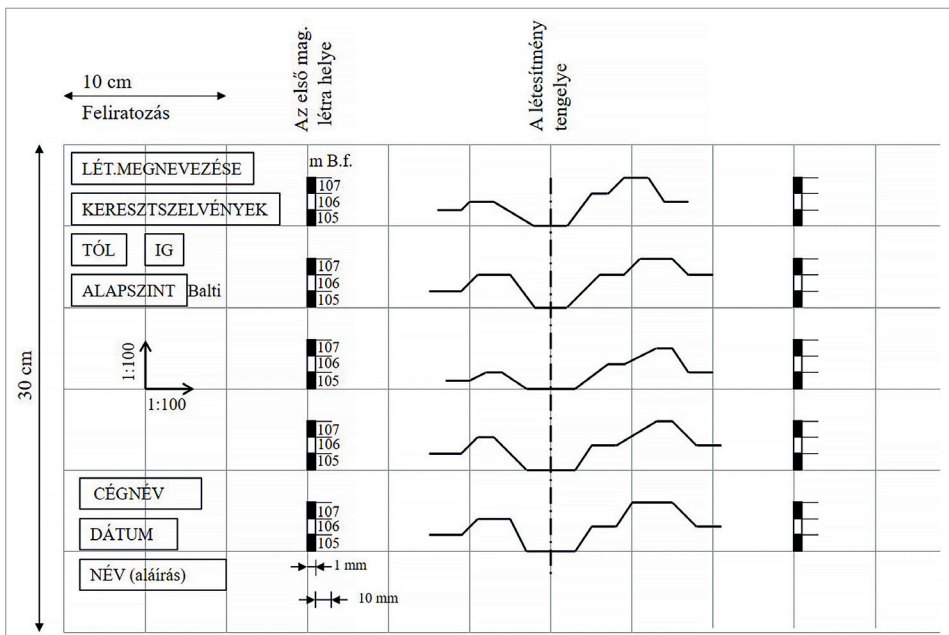
A rajzi munkarészek elkészítése régebben milliméterpauzra – annak is a hátoldalára – történt. Ma már ezeket a szelvényeket különböző szoftverek állítják elő, azonban szükségesnek tartjuk a formai követelmények leírását.

6.5.1. Keresztszelvény szerkesztése

A keresztaszelvény bal oldali sávjában kell elhelyezni a feliratokat, utána pedig maguknak a szelvényeknek az ábrázolása következik (6.8. ábra).

A keresztaszelvényrajz baloldali 10 cm-es sávjában kell feltüntetni a következőket:

- létesítmény megnevezése,
- rajz tartalma,
- a rajzon lévő legalacsonyabb és legmagasabb szelvényszám,
- alapszint,
- horizontális és vertikális méretarány,
- cégnév,
- dátum,
- készítő neve, aláírása.



6.8. ábra: Keresztaszelvény (a szerző szerkesztése)

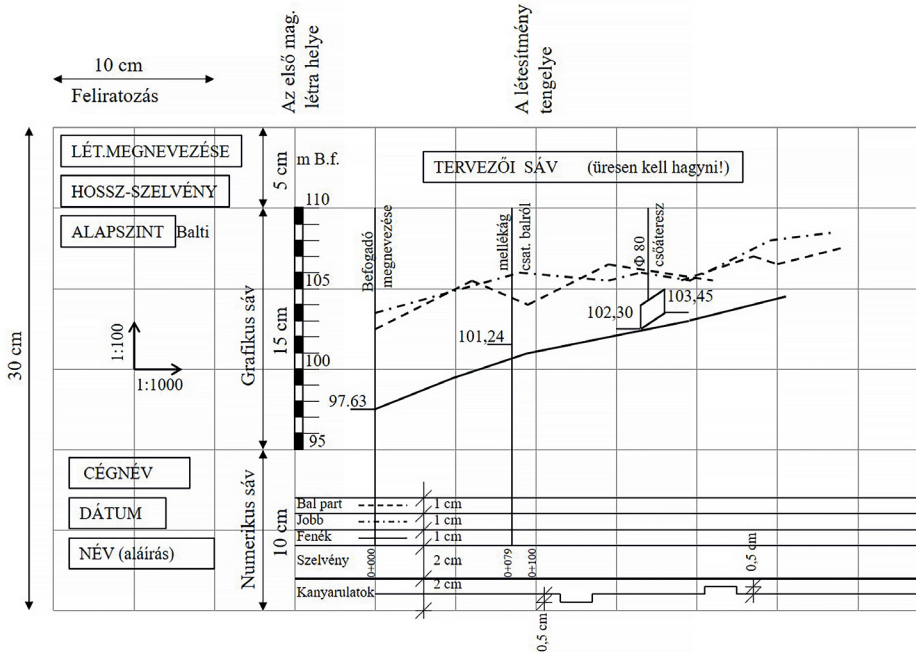
A lap szélétől 15 cm-re kerül az első magassági létra. A legfelső magassági létrán megjelöljük az alapszintet. (A magassági létrának kerek 5 vagy 10 m-es értékre kell kerülnie.) A keresztaszelvényeket úgy kell elhelyezni a rajzon, hogy a létesítmény tengelyvonala az egymás alatti szelvényeknél egy függőlegesre essen.

Figyelni kell arra, hogy a létesítmény tengelyvonala nem azonos a felmérési tengelyvonallal!

Megjelenítéskor vékony vonalat (0,2 mm) alkalmazunk a szelvényeknél és a magassági létránál, vastag (0,4 mm) vonallal jelenítjük meg a létesítmény tengelyét, a szelvényszámot és a feliratozást.

6.5.2. Hossz-szelvény szerkesztése

A hossz-szelvényrajz (6.9. ábra) baloldali 10 cm-es sávja is a feliratozásra szolgál ugyanúgy, mint a kereszt-szelvényénél.



6.9. ábra: Hossz-szelvény (a szerző szerkesztése)

A hossz-szelvény szerkesztésekor a legfelső 5 cm a *tervezői sáv*, ezt *üresen* kell hagyni. A következő 15 cm-es sávban ábrázoljuk a létesítmény jellemző vonásait, ez a grafikus sáv.

Az alsó 10 cm-es sáv a numerikus sáv, ahol a létesítmény jellemző pontjainak számszerű megadása történik.

A magassági létrát itt is a 15 cm-re helyezzük el, ugyanolyan formátummal, mint a kereszt-szelvényénél.

A *numerikus sáv* alsó 2 cm-e a létesítmény *kanyarulati viszonyait* ábrázolja. Az íveknél az ívsugár (R), a tangenshossz (T), a központi szög (α), az ívhossz (lh) adatokat számszerűen meg kell határozni. Bal ívnél az egyenes vonal 0,5 cm-es lefelé, jobb ívnél felfelé történő megtörésével. Az ív adatait az egyenes megtört szakaszára írjuk. A következő 2 cm-es rész a szelvényezés beírására és a szelvényezés helyének jelölésére szolgál. A szelvényhelyeket nullkörrel jelöljük, a szelvényszámokat alulról felfelé írjuk. A felső 1 cm-es sávba írjuk a szelvény *jellemző pontjainak magasságát* cm élesen.

A grafikus sávban (15 cm) a létesítmény jellemző vonalait ábrázoljuk, valamint a műtárgyakat, és egyéb betorkoló és keresztező létesítményeket. Ezek jellemző pontjaihoz számszerűen is oda kell írni a pont magasságát.

Megjelenítéskor vékony vonalat (0,2 mm) alkalmazunk a grafikus sáv valamennyi eleménél, a magassági létránál, és a numerikus sáv összes adatára a szelvényezés sávját kivéve. Vastag (0,4 mm) vonallal jelenítjük meg az összes többi vonalat.

A hossz- és keresztshelvényrajzokat A4-es formátumra kell hajtogatni harmonikászerűen úgy, hogy a feliratozás legyen felül.

6.5.3. Helyszínrajz készítése

Helyszínrajz készítésekor először összekötjük a koordinátaikkal felrakott alappontokat, így meg-rajzoljuk a mérési vonalakat. Megszerkesztjük a szelvényezett pontokat (a keresztshelvények helyét), ahol felrajzoljuk a keresztshelvények irányát az alapvonalra merőlegesen. Végül ezekre irányhelyesen rámérjük a helyszínrajz méretarányában a kívánt részletpontokat, és a szomszédos szelvény megfelelő pontjait összekötjük.

Amennyiben a felmérés mérőállomással vagy GNSS-technológiával történt, eredményül koordinátás pontokat kapunk. Ezeket az eredményeket a műszerből kiolvassuk, és egy alkalmas szerkesztőprogramba beolvassuk. A szerkesztőszoftver segítségével előállítjuk a helyszínrajzot.

7. Közművek

7.1. Közműfelmérés és -nyilvántartás

A közmű kifejezés egy gyűjtőfogalom, ami alatt azokat a központi berendezésekkel rendelkező elosztó, illetve gyűjtő vezetékrendszereket és a hozzájuk kapcsolódó létesítményeket értjük, amelyek a fogyasztók vízellátásával, szennyvízelvezetésével, villamosenergia-ellátásával, hő- és gázenergia-ellátásával és a távközléssel járó időszakos vagy folyamatos igényeit elégítik ki, azaz a közösségi célokat szolgáló kiszolgáló hálózatokat (vezetékes vízellátás, csatorna- és elektromos hálózat, gázvezetékek, telefon stb.).

A közművek nélkülözhetetlenek a mindennapi és a gazdasági élet működéséhez. A közművekben bekövetkezett károsodás és ennek folyományaként a szolgáltatás szünetelése hosszú időre meg tudja bénítani az ipar, a mezőgazdaság és az egyéb, lakossági szolgáltatások működését, a települések életét. A közműszolgáltatás kiesésének leggyakoribb oka, hogy nem tudjuk, hol helyezkednek el a közművek. A közterületeken elhelyezett hálózatok egy része a levegőben tartóoszlopokon, nagy része pedig a földben van. A múlt század urbanizációs fejlődése miatt szükségessé vált a településeken lévő közmű jellegű vezetékhálózatok mind térbeli, mind műszaki adatainak valamilyen módon való ábrázolása, nyilvántartása és az adatokban történő változások vezetése.

A vizes közművek vonatkozásában előfordult, hogy a bővítések, átalakítások során – mivel a vezetékek tényleges helyzetét nem ismereték – tévedésből vezetékeket megengedhetetlen módon kötöttek össze egymással. Ez a hiba olykor súlyos egészségügyi és természetkárosító következményekkel járt.

A vízellátó hálózati térképek hiánya szinte lehetetlenné tette a helyes, gazdaságos, biztonságos üzemeltetést, mert ilyen helyeken tervszerű megelőző karbantartást nem lehetett végezni. Ennek hiányában ezeknek a vezetékeknek a hálózati vesztesége rendszerint igen nagy volt. A hálózati veszteség csökkentése számottevő megtakarítást jelent, és a mindennapjainkban a nagy jelentőségű víztakarékosságot is elősegíti. Mindezek mellett nem hagyható figyelmen kívül a haszontalanul elfolyó víz romboló hatása sem, amelyből sokszor jelentős károk és balesetek származhatnak (például utak, burkolatok beszakadása, épületek, létesítmények állékonyságának veszélyeztetése).

A csatornahálózatok terén is hasonló a helyzet. Bár a csatornahálózatok veszteségéről olyan értelemben, mint a vízcsőhálózatok esetén, nem beszélünk, de itt sem hanyagolhatók el azok a károk és hiányosságok, amelyeket az ismeretlen helyzetű csatornákba befolyó vagy csatornákból elfolyó vizek okozhatnak (például szennyvíztisztító telepek túlterhelése, épületek, létesítmények süllyedése, talajvíz szennyezése stb.).

Magyarországon 1979-ben megszületett az első hazai szabályozás a települések közterületén, az üzemek, gyárak, ipartelepek területén lévő közművezetékek egységes elven alapuló bemérésére és az egységes nyilvántartásra. Az egységesítés nemcsak a térképek méretére, méretarányára, a jelkulcsokra, a nyilvántartás részletességére vonatkozott, hanem a változások vezetésére és a tárolás módjára is. Ez a szabályozás volt érvényben 2008-ig, majd 2013-ban született döntés az egységes elektronikus közműnyilvántartásról.

Közműszakág a különböző üzemeltetők által működtetett vezetékes ellátás egy-egy szakterülete. Egy településen belül többféle szakág van, ezek közül a mindennapi életben a legfontosab-

bak: az elektromosenergia-ellátás, vízellátás, szennyvíz- és csapadékvíz-elvezetés, gázellátás, távközlés, távhőellátás, és kőolaj- és kőolajtermék-szállítás.

7.2. A közműnyilvántartás

Az egységes közműnyilvántartás a településeken levő közműhálózatok térbeli és fontosabb műszaki adatainak a rögzítése és az adatokban történő változások rendszeres vezetése.

1990 előtt Magyarországon nagyon komplex szabályozás volt a közműnyilvántartási rendszer terén. Európában az egyik legjobban működő rendszer volt, többek között azért, mert országosan egységes nyilvántartást biztosított. A közműnyilvántartás alapját az egyes üzemeltetők szakági nyilvántartása képezte. Jogszabály határozta meg a Központi Közműnyilvántartó és a szakági közműnyilvántartók feladatait. Az egységesítés kiterjedt a térképekre, a felmérési és térképezési módszerekre, valamint a változásvezetés módjára. Kötelező volt a települési közműnyilvántartás vezetése, amelynek alapját az állami földmérési alaptérkép adta. Előírta a nyíltárkos bemérési kötelezettséget, az egységes közműjelkulcsot, részletes szakmai szabályozást adott, és kötelezővé tette a közműszolgáltatói adatszolgáltatást.

A közműnyilvántartásnak két helye volt:

- *A központi közműnyilvántartás:* ezt az elsőfokú építésügyi hatóság látta el. Feladata a közműnyilvántartás munkarészeinek vezetése, a nyilvántartás mellékleteinek kezelése, a közműalaptérkép és a közműtérkép másolatának szolgáltatása.
- *A szakági vagy üzemeltetői nyilvántartás:* feladata az általa vezetett munkarész változás-vezetése és az adatszolgáltatás.

A központi közműnyilvántartás kötelező munkarészei:

- *A közműtérkép,* amelyen a közműhálózat valamennyi vezetéke és létesítménye ábrázolva van, 1:500-as méretarányban.
- *A közműadattár,* amely a közművezetékek fontosabb – a település egészének és egyes részeinek közműellátottságát bemutató – összesített műszaki adatait tartalmazza. Köz-művenként tartalmazza a műszaki/mennyiségi adatokat (például hálózat hossza vezeték-fajtánként, vezeték anyaga, mérete, fontosabb berendezések, fogyasztási adatok, átlagos és csúcsertékek stb.)
- *A szakági áttekintő helyszínrajzok* másolata, és az ellátottsági adatok (például ellátott lakások, fogyasztók száma, szerelvények száma).

A központi közműnyilvántartás mellékletei:

- a közműalaptérkép eredeti példánya,
- az áttekintő alaptérkép,
- változási vázrajzok, mérési vázlatok,
- egyéb dokumentumok,
- a szakági részletes helyszínrajzok másolatai.

A szakági nyilvántartás munkarészei:

- *A szakági részletes helyszínrajzok,* amelyek szakáganként külön ábrázolják a szakág összes vezetékét, azok műszaki adatait, 1:500 méretarányban (7.1. ábra).

- A szakági áttekintő helyszínrajzok, amelyek a hálózati összefüggéseket és a műszaki adatokat tartalmazzák szakáganként, 1:4000 méretarányban.
- A törzslapok, adatösszesítők tartalmazzák szakáganként részletesen és összesítve a lényeges műszaki adatokat.



7.1. ábra: Digitális szakági helyszínrajz [11]

7.2.1. Egységes elektronikus közműnyilvántartás (e-közmű)

Az 1990-es évek után a közművek privatizációjának megindulásával, az állam és közigazgatás átalakulásával és a jogszabályok megváltozásával az addig jól bevált rendszer fenntartására nem volt lehetőség. A 2008 utáni években nem volt egységes műszaki és jogi szabályozás, a különböző szervek által vezetett nyilvántartások nem kapcsolódtak egymáshoz, egyre több duplikált nyilvántartás keletkezett. Az adatszolgáltatásra vonatkozó előírások többször hiányosak voltak. Az egységes szabályozáson alapuló, naprakész, pontos közműnyilvántartás hiánya vezetett egyre több közműátvágáshoz, ezáltal katasztrófhelyzethez. Ezek a váratlan és katasztrófakezeli helyzetek a közfigyelem középpontjába kerültek, mivel az élet- és vagyonbiztonság veszélyeztetése mellett közműbaleseteket és azzal járó károkat is okoztak.

Az egységes szabályozáson alapuló, átlátható, pontos és naprakész közműnyilvántartással a balesetek, a katasztrófhelyzetek és a károkozások nagymértékben csökkenthetők.

2013-ban egy új jogszabály, a 324/2013 (VIII. 29.) kormányrendelet megteremtette az egységes elektronikus közműnyilvántartás kialakításának lehetőségét. Ez alapján a közműszolgáltatóknak adatot kell szolgáltatniuk a központi e-közmű-rendszer felé. Az e-közmű-üzemeltető szervezet a Lechner Tudásközpont Területi, Építészeti és Informatikai Nonprofit Korlátolt Felelősségű Társaság.

Az egységes elektronikus közműnyilvántartás, röviden az *e-közmű* olyan egységes, elektronikus közműnyilvántartó rendszer, amely *internetes felületén* a közművezeték-üzemeltetők által szolgáltatott adatok alapján biztosítja a közművezetékek adataihoz való hozzáférést a felhasználók számára.

Az e-közmű üzemeltetéséért, fenntartásáért és fejlesztéséért az építésügyért felelős miniszter a felelős, amelyről a Lechner Tudásközpont Területi, Építészeti és Informatikai Nonprofit Korlátolt Felelősségű Társaság útján gondoskodik.

Az e-közmű *tájékoztató rendszere* a felhasználók számára – elektronikus azonosítást követően – díjmentesen elérhető. Az e-közmű tájékoztatórendszere az alábbi valós állapotot tükröző adatokat szolgáltatja a felhasználók számára:

- a *közművezeték nyomvonala, elhelyezkedése*, a közműhálózati hierarchiában betöltött funkciója, *szakági típusa*, az általa szállított közeg, a szállítás módja és a kapcsolódó metaadatok;
- a közművezeték-üzemeltetők által üzemeltetett *közműhálózattal érintett települések*;
- a közművezeték-üzemeltetőknek az érintett településekre kiterjedően működő *ügyfélszolgálatai*.

Az e-közmű tájékoztatórendszerének egyik célja egy új szemléletű, egységes szabályozáson alapuló információszolgáltatási rendszer működtetése. A másik cél pedig a közművezetékek fejlesztéshez, üzemeltetéshez, a műszaki tervezési tevékenységhez, az építési beruházások, kivitelezések megvalósításához szükséges adatainak egységes, elektronikus kezelése, azok megosztása, hozzáférés biztosítása a felhasználók számára.

Az e-közmű elektronikus, osztott relációs adatbázisokon megvalósuló lekérdezési rendszer. Ebben a rendszerben a közművezetéseket üzemeltetők által szolgáltatott adatok, nyilvántartások alapján a felhasználók internetes felületen a közművezetékek adataihoz hozzáférhetnek.

Az e-közmű feladata az információ szolgáltatása:

- egy helyrajzi szám alapján azonosított földrészlet közművezetékkel való ellátottságáról és azok elhelyezkedéséről;
- a *közművezeték tulajdonosáról*, üzemeltetőjéről és szolgáltatói engedélyezéséről, továbbá azok elérhetőségéről;
- tájékoztatási szinten az állami adóhatóság részére ellenőrzési tevékenységéhez;
- a közműegyveztetési folyamatoknál a tervezési területen lévő közművezetékek és műtárgyaik térbeli elhelyezkedéséről és műszaki adatairól;
- a felügyeleti hatóságok részére a feladataik elvégzéséhez;
- az építmények építését, létesítését engedélyező, ellenőrző hatóságok részére eljárásaik során végzett feladataikhoz.

7.2.1.1. Az e-közmű részére történő adatszolgáltatás

Az e-közmű részére adatszolgáltatásra kötelezett a közművezeték elhelyezkedése tekintetében a *közművezetékek üzemeltetője*, amelynél az e-közmű által szolgáltatott adat elsődlegesen keletkezik. Az üzemeltető felelős a naprakész nyilvántartásáért. Adatszolgáltatásra kötelezettek azok az önkormányzatok is, ahol az elválasztott rendszerű csapadékvíz-elvezetést, üzemeltetést az önkormányzat tartja nyilván. Az *állami ingatlan-nyilvántartási térképi adatbázis* szolgáltatása a jogszabályban kijelölt szerv feladata.

Jelenleg kötelező előírás a következő területekre vonatkozik:

- hírközlés;
- szénhidrogén-hálózat;
- távhő;

- villamos hálózatok;
- vízellátás;
- vízvezetés.

Az adatszolgáltatásra kötelezett szervnek *küldeni kell* az e-közmű-rendszer felé a naprakész, EOVBan vezetett *szakági nyilvántartást* a kötelező *metaadatokkal*, valamint évente a közmű-vezeték-üzemeltető által *lefedett települések listáját*.

Az újonnan létesült közművezeték megvalósulási állapotának felmérését *nyíltárkos bemérés-sel* kell elvégezni, csak azt követően kerülhet be a szakági nyilvántartásba, és erről biztosítani kell az e-közmű részére történő adatszolgáltatást.

Az üzemeltetőknek az adatokat Web Map Service (WMS) és Web Feature Service (WFS) *szolgáltatásként* kell az e-közmű felé küldeni, egy folyamatosan működő szerverről. A WMS-szolgáltatás feladata, hogy a térképet georeferált (például JPEG-, PNG-, GIF-formátumú) raszterfájllá konvertálja. A WFS-szolgáltatás feladata a térinformatikai objektumok adatainak és tulajdonságainak lekérdezése, amelyek segítségével lehetőség van a térinformatikai elemzések végrehajtására. A végfelhasználók csak WMS-formátumban érhetik el az adatokat, a helyrajzszám-alapú keresés a WMS-szolgáltatás keretében jeleníthető meg. A WMS-szolgáltatás 1:500 és 1:10 000 méretarány-tartomány között kérhető, a szolgáltatott képek előállítás 1:500 méretarányban történik.

A közművek geodéziai bemérésének műszaki előírásai:

- Az e-közműveket vízszintes értelemben Egységes Országos Vetületi Rendszerben (EOV), magassági értelemben balti alapszinthez viszonyítva – Egységes Országos Magassági Rendszerben (EOMA) – kell megadni.
- Újonnan létesült közművek geodéziai bemérésénél a megengedett hibahatáron belül kell a vezetékek, szerelvények és műtárgyak természetben azonosítható pontjait meghatározni.
- A beméréseket korszerű geodéziai mérési technológiával kell végezni.
- A térszín alatti közművezetéseket úgy kell bemérni, hogy a térbeli nyomvonalat a felmérés adataiból a helyszínen bármikor rekonstruálni lehessen. Mérti kell a közterületi tömbhatár természetbeni állapotát is.
- Gravitációs szennyvízvezeték esetében a magassági meghatározás szintezéssel történik.

Közmű-megvalósulási dokumentáció tartalma:

- mérési jegyzet, jegyzőkönyv (analog vagy digitális formában);
- bemérési nyilatkozat;
- bemérési jegyzőkönyv (analog és digitális);
- vektoros digitális állomány (EOV);
- műszaki leírás.

7.2.1.2. Felhasználók köre

Az e-közmű által szolgáltatott információkat a felhasználók a <http://ekozmu.e-epites.hu/ekozmu/alk> címen vagy a www.e-epites.hu-n érhetik el. A rendszerbe belépni egyedi ügyfélkapus felhasználónévvel és jelszóval lehet.

Az e-közmű tájékoztató rendszeren először meg kell adni a település nevét, ahol a lekérdezni kívánt terület elhelyezkedik. Ez után meg lehet keresni a földrészletet utcanév, házszám vagy helyrajzi szám alapján. Ennek a keresésnek nincs mennyiségi korlátja.

A terület megadása után megjelenik az adott településen elérhető közműszolgáltatók listája, szakáganként csoportosítva. A közmű-üzemeltető neve alatt megjelenik annak elérhetősége, valamint az adott településhez tartozó műszaki és lakossági ügyfélszolgálatának adatai. A szolgáltató neve alapján lehívható a közmű térképi adatszolgáltatása.

7.3. A közműalaptérkép készítése

2013 előtt papíron vezették a nyilvántartásokat. Ennek alapja a közműalaptérkép volt, amely kiindulásként szolgált a szakági részletes helyszínrajzok, a közműtérképek készítéséhez, valamint a tervezésekhez.

A közműalaptérkép nem más, mint az 1:1000 arányú földmérési alaptérkép 1:500 méretarányra való felnagyítása, és kiegészítése jelentős mennyiségű közmű jellegű (felszínen vagy felszín felett látható hálózati műtárgyak) és nem közmű jellegű (például út, járda szegélyvonala, burkolathatár, közterületre eső föld alatti tér, terepszintből kiemelkedő szobor, közterületi élő fa stb.) tartalommal.

Az e-közmű bevezetésével a közműszolgáltatóknak meg kellett vizsgálniuk a nyilvántartásukat. Az analóg nyilvántartásokat digitalizálták, ahol kellett, transzformálták a térképeket, nyomvonalakat EOVB-ba. Ahol nem volt semmilyen adat, ott végre kellett hajtani a közmű geodéziai felmérését.

7.3.1. A felmérés végrehajtása

A felmérés és nyilvántartás a felszín alatti, a felszíni és a felszín feletti vezetésekre egyaránt vonatkozik, a hozzájuk tartozó műtárgyakkal, szerelvényekkel és egyéb tartozékokkal együtt.

A vezetékek nyomvonalát és térszín alatti mélységét a jogszabályban előírt pontossággal kell rögzíteni, ami a gravitációs vezetéseknél azt jelenti, hogy a folyási szintek magasságát 1 cm pontossággal kell megadni. A vezeték felmérésekor a közműhálózatot valamennyi tartozékával együtt, 3D koordinátákkal kell megadni és tárolni, mégpedig úgy, hogy hiba esetén a hálózat jellemző pontjai gyorsan és egyszerűen kitzhathatók legyenek.

A felmérés során a bemért pontokat vízszintes értelemben EOVB-ban, valamint balti magassággal kell megadni.

A síkrajzi és a magassági részletpontok megengedett helyzeti hibáit szintén a jogszabály határozza meg: vízszintes értelemben a részletpont rendűségének függvényében I. pontossági kategóriában 7-20 cm, II. pontossági kategóriában 10-25 cm, III. pontossági kategóriában 25-40 cm. A közműveknél másodrendű (közterületi tömbhatárt meghatározó pontok, épületeknek, építményeknek, műtárgyaknak, a vezetéseknél és szerelvényeiknek megadott hibahatáron belül azonosítható töréspontjai), harmadrendű (épületek, építmények, műtárgyak, vezetékek és szerelvényeik minden további töréspontja) és negyedrendű (árkok, töltések, partvonalak a megadott hibahatáron belül azonosítható pontjai) részletpontokat különböztetünk meg.

Magassági részletpontoknál I. pontossági kategóriában 1-5 cm, II. pontossági kategóriában 2-10 cm, III. pontossági kategóriában 5-20 cm a jogszabály által megengedett helyzeti hiba. Elsőrendű részletpontok a létesítményeknek azok a vízszintes értelemben egyértelműen kijelölhető pontjai, amelyek azonosítási hibája 1 cm-nél kisebb. Ezek a közművezetékek és műtárgyak azon magassági részletpontjai, amelyeket szintezéssel kell meghatározni (például gravitációs

szennyvízvezeték). A másodrendű részletpontok közé tartoznak azok a pontok, amelyek magassági értelemben centiméter pontossággal azonosíthatók, de vízszintes értelemben szabatosan nem határozhatók meg. Harmadrendű magassági részletpontok, amelyek az első két csoportba nem sorolhatók.

A térszín alatti közművezetékek mérésekor a pontok térbeli adatait úgy kell meghatározni 3D-ben, hogy azokból a térbeli nyomvonalat a helyszínen bármikor ki lehessen tűzni. A közművezetékek mérésekor a közterületi tömbhatár természetbeni állapotát is meg kell mérni.

Gravitációs szennyvízvezeték esetében a magassági meghatározás szintezéssel történik.

A felmérés nehézségét az jelenti, hogy a közműszakágak jelentős része a föld alatt, eltakart állapotban van. A bemérés előtt ezért ezeket a föld alatti vezetékeket valamilyen módon fel kell kutatni, a felszínen meg kell jelölni, és a bemérés csak ezek után végezhető el.

A vezetékek helyzetére a kutatás megkezdése előtt már lehet néhány támpontunk, mivel a közművek elhelyezését különböző szabványok, szabályzatok, jogszabályok írják elő. Ennek ismeretében már szűkíthetjük a bemérendő vezeték helyét (például gravitációs vezetékek esetén a hálózati műtárgyak adhatnak támpontot a nyomvonal helyzetére).

A vezetékek felkutatása történhet vezetékutató műszerrel és/vagy egyéb módon (vezeték kiásásával, kutatóárok nyitásával). Ez utóbbi módszer ugyan biztonságos és pontos, de költséges és időigényes. Igen ritkán alkalmazzuk. Általánosan elterjedt a *műszeres vezetékutató*. A műszeres vezetékutató mellett rohamosan terjed a *talajradarok* használata.

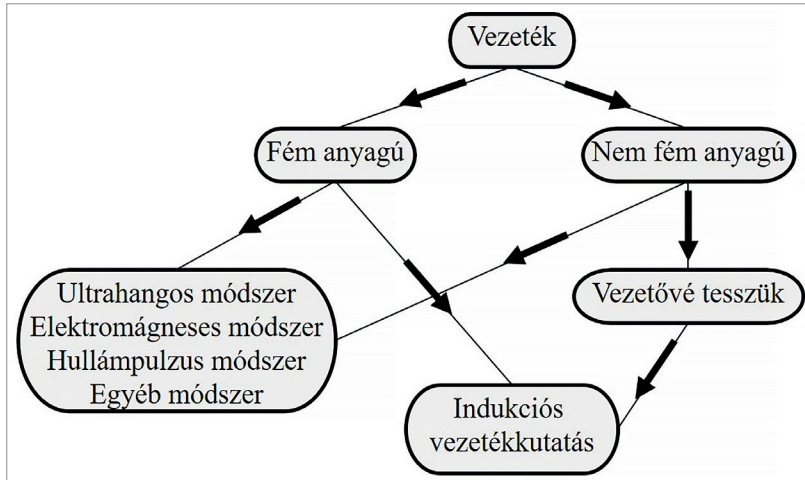
A már meglévő vezetékek felmérésekor a földfelszín alatti közművezeték utólagos bemérése műszeres kutatással történik. A fém anyagú csővezetékeket és kábeleket indukciós módszerrel működő vezetékutató eszközökkel kutatjuk, lehetőség szerint galvanikus csatolással. Az induktív csatolást a szelektálás bizonytalansága és pontatlansága miatt csak kisebb csőátmérők esetében alkalmazzuk, indukciós fogóval. Vezetékek kutatása esetén az indukciós fogóval történő induktív csatolást részesítjük előnyben. Nem fém anyagú vezetékek kutatására kidolgozott módszerek (geoelektromos, földmágneses, ultrahangos stb.) nem biztosítják a megfelelő pontosságot. Ilyen módszerekkel történő kutatás esetében *szondázó feltárással* kell megbízhatóvá tenni a felmérést.

A közműfelmérés akkor a legegyszerűbb és a legpontosabb – és az újonnan létesített vezetékek esetén jogszabály is előírja –, ha *nyíltárokos bemérés* történik, azaz a vezeték elfedés előtti állapotban mérik be. A közműfelmérésre vonatkozó jogszabály előírja, hogy nemcsak a feltárással kerülő vagy újonnan létesített vezetékot kell bemérni elfedés előtt, hanem a nyitott árokban látható egyéb keresztező vagy párhuzamosan futó vezetékeket is. Ezekről a vezetékekről *bemérési jegyzőkönyv* készül.

7.4. Föld alatti vezetékek műszeres kutatása

A felszín alatti vezetékutatóknak, felmérésnek az a sajátossága, hogy a felmérést végző személy azt méri fel, amit valójában nem is lát. Ismeretlen helyzetű föld alatti vezeték nyomvonalát és mélységét vezetékutató műszerekkel derítjük fel.

A műszeres kutatás technikája attól függ, milyen anyagú a vezeték (7.2. ábra).



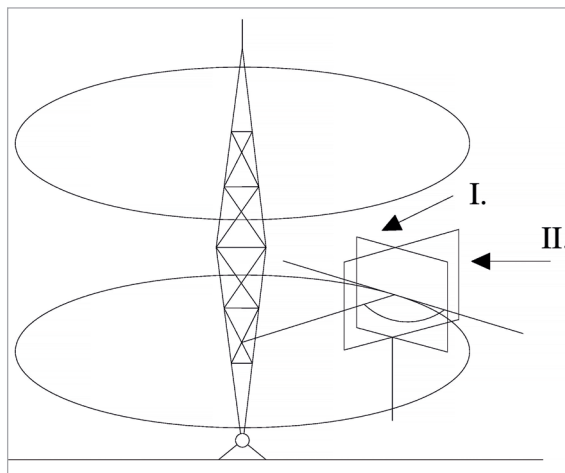
7.2. ábra: Műszeres vezeték kutatás elve (a szerző szerkesztése)

A gyakorlatban a két módszer közül az indukciós műszerekkel történő kutatás a gyakoribb.

7.4.1. Elektronikus vezeték kutatató műszerek működési elve

Az indukciós módszer alkalmazásának az a feltétele, hogy a kutandó vezetékeken áram folyjon keresztül, és az árammal átjárt vezeték erőterét érzékelní lehessen.

Fém anyagú vezetékeknél nincs gond, az első feltétel egyszerűen teljesíthető. Nem fém anyagú vezetékeknél, ha építésekor (karbantartásakor, kutatásakor) drótot, fém szalagot, passzív rezgőkört stb. erősítünk a vezetékre, akkor ezt az anyagot tudjuk gerjeszteni, így az vezetővé tehető, és kutatható a fém anyagú vezetékekhez hasonlóan.



7.3. ábra: Rádióadó helyének bemérése (a szerző szerkesztése)

A vezeték nyomvonala és a felszín alatti mélysége ugyanazon elv alapján határozható meg, mint valamely hosszú hullámon működő rádióadó helyének bemérése.

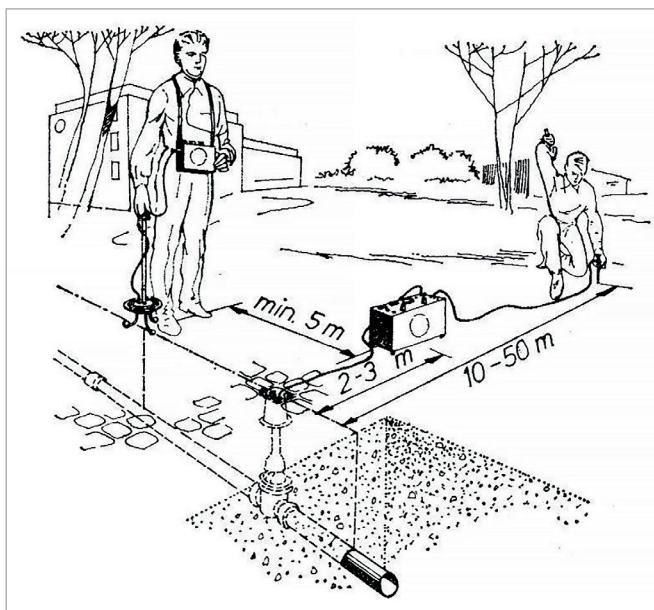
Az adó erőterébe helyezett keretantenna vételi síkjának forgatásával figyeljük a vétel erősségét. A vétel akkor a leggyengébb, amikor a keretantenna síkja az adó irányára merőleges (I. helyzet), hiszen ekkor metszi a legkevesebb mágneses erővonal az antenna síkját. A legnagyobb térerőt jelző antennahelyzet pedig akkor van, amikor az antenna síkja az adó irányába mutat (II. helyzet) (7.3. ábra). Ezzel az antenna irányát tudjuk meghatározni. Az adó pontos helyét ezután úgy állapítjuk meg, hogy több helyről bemérjük az irányt, és ahol az irányvonalak metszik egymást, ott van a keresett adóállomás.

Hasonló módon kutathatók fel a föld alatti vezetékek. Itt a keresett vezeték működik adó-antennaként, és egy speciális keretantennával felfogjuk a gerjesztett vezeték által kibocsátott elektromágneses hullámokat.

A kutatóműszerek rendszerint két fő egységből állnak. Az egyik az *adó*, amely különböző frekvenciájú váltakozó áramot előállító *generátor*. Az áram kivezetése vezetéken és antennán keresztül egyaránt lehetséges. A másik a *vevő*, amelynek lényeges elemei a *keretantenna*, amellyel az elektromágneses erőteret érzékeljük, az *erősítő*, amely az antennából érkező elektromos jelet erősíti, és szükség esetén hangfrekvenciás jellé alakítja, és a *fejhallgató*, amelyben a hallható hang erőssége a keretantennában indukálódott feszültség amplitúdójával arányos. A fejhallgatón kívül a korszerű műszereken még *digitális kijelző* is van, így nem csak a hangjelzés mutatja a vételi erősséget.

A vezetékkutatásnak két fő módszere terjedt el.

Fémcsatlósú vezetékkutatásnál az adó egyik kimeneti kapcsát fémhuzal segítségével a keresendő vezeték egy ismert pontjához kötjük. Az adó másik kimeneti kapcsát pedig földelni kell. Az adót a keresett vezetéktől 2-5 m-re, a földelést általában 10-50 m-re helyezzük el (7.4. ábra).

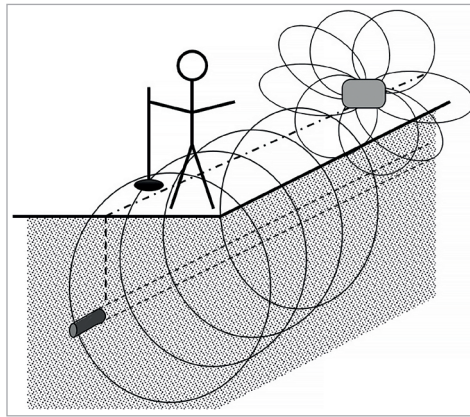


7.4. ábra: Fémcsatlósú vezetékkutatás [2 p130]

Ennél az eljárásnál a körülményektől és a műszertől függően 100-500 m hosszúságú vezeték deríthető fel 8-10 m mélységben. Előnye, hogy a sűrűn telepített közművek esetén is a keresett vezetéket jól lehet a többitől függetleníteni.

*Induktív csatolás*kor nem kell a felkutatni kívánt vezetékkel fémes kapcsolatot létesíteni, ilyenkor induktív módon jön létre az erőter. Az adó kivezetésére adóantennát csatlakoztatunk, az adóantenna váltakozó erőtere (primer erőter) a keresett vezetékben áramot hoz létre, aminek hatására kialakul a vezeték körül a mágneses tér (szekunder erőter), amelyet a vevővel észlelünk.

Az adót ebben az esetben úgy kell elhelyezni, hogy az adóantenna síkja egybeessen a keresendő vezeték nyomvonalával. Ez a módszer inkább a külterületeken, a kevésbé beépített részekben használható biztonsággal (7.5. ábra).



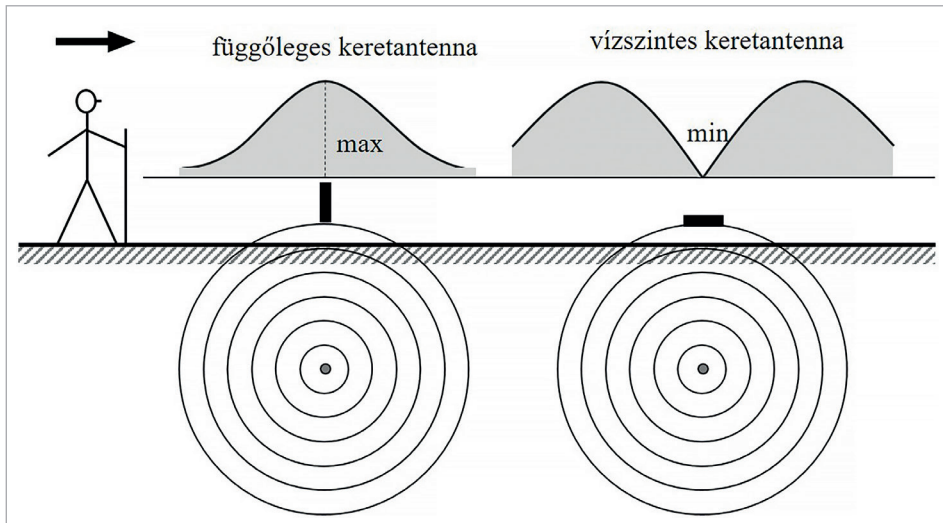
7.5. ábra: Induktív kapcsolású vezetékutatás (a szerző szerkesztése)

Az áramtól átjárt vezeték körül keletkezett erőteret a vevővel érzékeljük. A vevőantenna vételi helyzetétől függ az indukálódott feszültség nagysága. Ha az antenna vételi síkja függőleges, akkor az indukálódott feszültség maximális, amikor a kutatásra szánt vezeték fölé érünk a vevőantennával (hangmaximum módszer). Ha az antenna vételi síkja vízszintes, akkor az indukálódott feszültség minimális a vezeték fölött. Ez a minimum módszer (7.6. ábra).

Az elektromos vezetékek a rajtuk átfolyó 50 Hz-es áram által önmaguk gerjesztődnek. A korszerű vevők ráhangolhatók az öngerjesztéssel létrejött elektromágneses erőterre is.

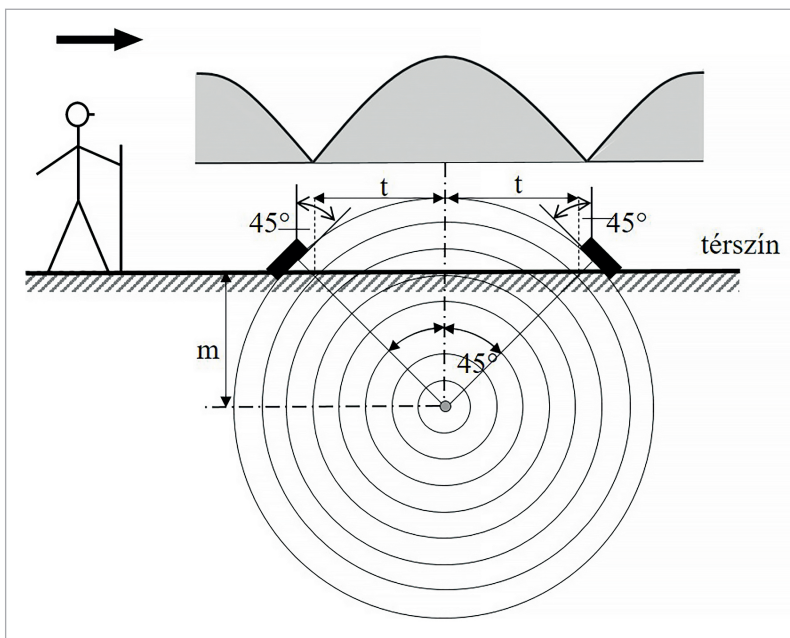
7.4.2. A nyomvonal és a mélység megállapításának elve

Ha a vezetékre adót kapcsolunk, akkor a vezetékben szinuszosan váltakozó áram halad, amely a vezeték körül mágneses teret létesít. A mágneses erővonalakat úgy kell elképzelni, mint a vezeték – mint középpont – körüli koncentrikus köröket. Ha a keretantenna síkját vízszintes helyzetben tartjuk, akkor a vezeték felett hang nem hallható, ettől jobbra és balra a hangerősség növekszik. Amennyiben a keretantenna síkját függőlegesen tartjuk, akkor vezeték felett maximális hangerősség hallható, ettől oldalirányba kimozdulva a hangerősség folyamatosan csökken. A hangerősség változásának módját a 7.6. ábra mutatja.



7.6. ábra: Hangerősségek a különböző antennahelyzetek esetén (a szerző szerkesztése)

A keresett vezetékek térszín alatti mélységét hasonló elven határozhatjuk meg (7.7. ábra).



7.7. ábra: Vezeték mélységének meghatározása (a szerző szerkesztése)

Az antenna vételi síkját a vízszintes helyzethez képest 45° -kal elfordítjuk, a már megállapított nyomvonatra merőlegesen haladunk, és megkeressük az új hangminimumhelyet. A 7.7. ábráról látható, hogy az új minimumhely és a vezeték nyomvonala közötti távolság megegyezik a vezeték

térszín alatti mélységével (m). Egy adott keresztmetszetben a minimumhely és a vezeték nyomvonal a térszínen, illetve a térszíni nyomvonal és a vezeték egyenlő szárú derékszögű háromszöget alkot. A minimumhelyzetet a vezeték mindkét oldalán megkeresve a térszín alatti mélységet ellenőrzéssel tudjuk meghatározni.

A vezetékkutatás megbízhatósága síkrajzi értelemben 1-2 dm, magassági értelemben a mélységtől függ, 2 m mélységig 1-2 dm, 4-5 m mélységben már 2-5 dm.

7.5. Talajradarok

A talajradarok fontos eszközei a föld alatt elhelyezkedő tárgyak helymeghatározásának. A talajradar legnagyobb előnye abban rejlik, hogy képes a nem fémes anyagokból készült vezetékek felkutatására, valamint az olyan vezetékek, kábelek felkutatására is, amelyekre valamilyen okból nem lehet gerjesztőadót helyezni.

A *talajradar* (Ground Penetrating Radar – GPR) vagy más néven *földradar*, *georadar* (7.8. ábra) az elektromágneses (EM) sugárzás elvének felhasználásával teszi lehetővé a föld alatti közművek és eltemetett objektumok megkeresését. Mindezt roncsolásmentes geofizikai módszerrel, oly módon, hogy akár terepen jó felbontású képet alkot a felszín alatti objektumok jelenlétéről, a különböző képződmények szerkezeti felépítéséről, valamint adott esetben a talaj nedvességtartalmáról.



7.8. ábra: Leica DS2000 talajradar [12]

A talajradar rádióhullámokat bocsát ki, amelyek a kibocsátott frekvencia függvényében különböző mélységekre hatolnak be a földbe. Az anyagoknak különböző ellenállásuk van, amelyek egymástól eltérő jeleket hoznak létre. A műszerből kiinduló jelek folyamatosan visszaverődnek. A talajszerkezettől jelentősen eltérő föld alatti objektumok, képződmények máshogy verik vissza a jeleket, mint a környezetük. Ezeket a visszavert jeleket alakítja át és teszi láthatóvá, mérhetővé a talajradar.

A talajradar az objektumok és képződmények (kábel, műanyag cső, üreg stb.) felett elhaladva meghatározza a föld alatti tárgyak helyét és mélységét néhány cm-es pontossággal. Kiegészítő mérésekkel megállapítható, hogy az adott tárgy/közmű fémes-e, vagy sem, és ha igen, akkor van-e

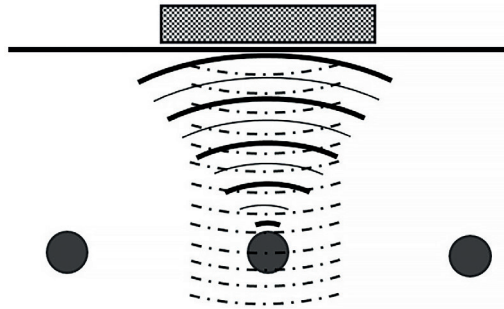
benne áram, vagy nincs. Segítségével pontosan meghatározható bármely vízvezeték nyomvonala, legyen szó fém, PVC, beton vagy más anyagú csőről, és nagyobb munkák előtt a közművek feltérképezésére is kiválóan hasznosítható.

7.5.1. A talajradar működése elve

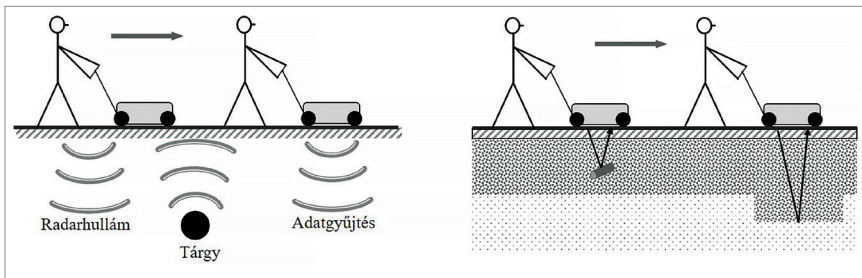
A talajradar három fő részből áll:

- adó;
- vevő;
- vezérlőegység.

A vezérlőegység irányítja a jelkibocsátást, és kapcsolatot tart a mérést vezérlő számítógéppel. A jeladó a talaj felszínén mozogva rövid időtartamú, magas frekvenciájú elektromágneses hullámokat bocsát a talajba mintegy hatméteres mélységig. Ezen hullámok egy része visszaverődik, más része megtörik, szóródik (7.9. ábra). A visszaérkezett jeleket, amelyek információt hordoznak az őket ért hatásokról, a vevőantenna regisztrálja. A talajtól (minőségétől, vezetőképességétől, szerkezetétől) és a föld alatti, kutatott objektumok tulajdonságaitól függ az, hogy mekkora a visszakapott jel erőssége, és mennyi az elnyelődés mértéke. A talajradar az eltéréseket felhasználva létrehoz egy talajszerkezeti képet, amelynek elemzésével meghatározható a vezetékek helyzete, a talaj szerkezeti felépítése (7.10. ábra). A regisztrált adatot digitális formában rögzíti a műszer, és akár a helyszínen is megtekinthető.



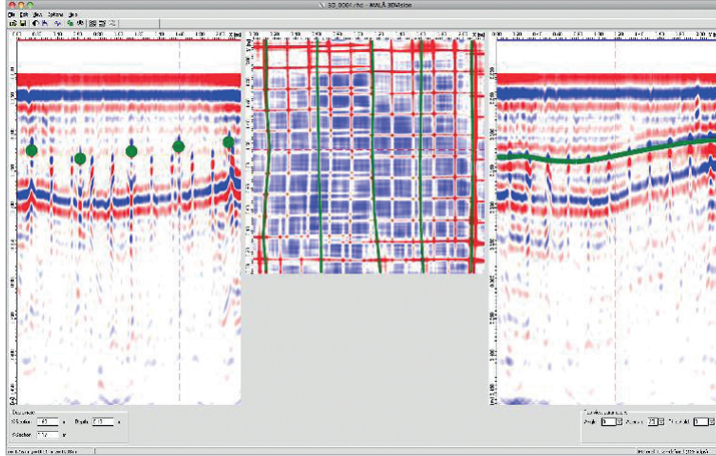
7.9. ábra: Talajradar működési elve (a szerző szerkesztése)



7.10. ábra: Talajradar működése (a szerző szerkesztése)

A talajradarok általában 2D képet tudnak készíteni. Szoftveres utómunkával készíthető ugyan 3D-nek mondott felvétel is.

A talajradarral készített 3D felvétel egyszerre, egy időben nem képes megmutatni – X - Y - Z tengelyen forgatható módon – a felszín alatti képződményeket, objektumokat. A szoftver a mért eredményeket a 7.11. ábrán látható módon jeleníteni meg.



7.11. ábra: Egy vasbeton szerkezetbe épített acélháló 3D talajradaros megjelenítése [13]

A két szélén látható a keresztirányú mérés és a hosszirányú mérés metszeti képe. Középen pedig a mélységi kép, amely annak függvényében változik, ahogy a mérési mélység változik, a mélységet rétegenként mutatja meg.

A talajradar az eltéréseket felhasználva hoz létre egy talajszerkezeti képet. Ezt a képet elemezve tudjuk meghatározni a vezetékek helyzetét, a talaj szerkezeti felépítését, vagy akár egy vasbeton födémében a vasalatok elhelyezkedését.

8. Terepfelvétel

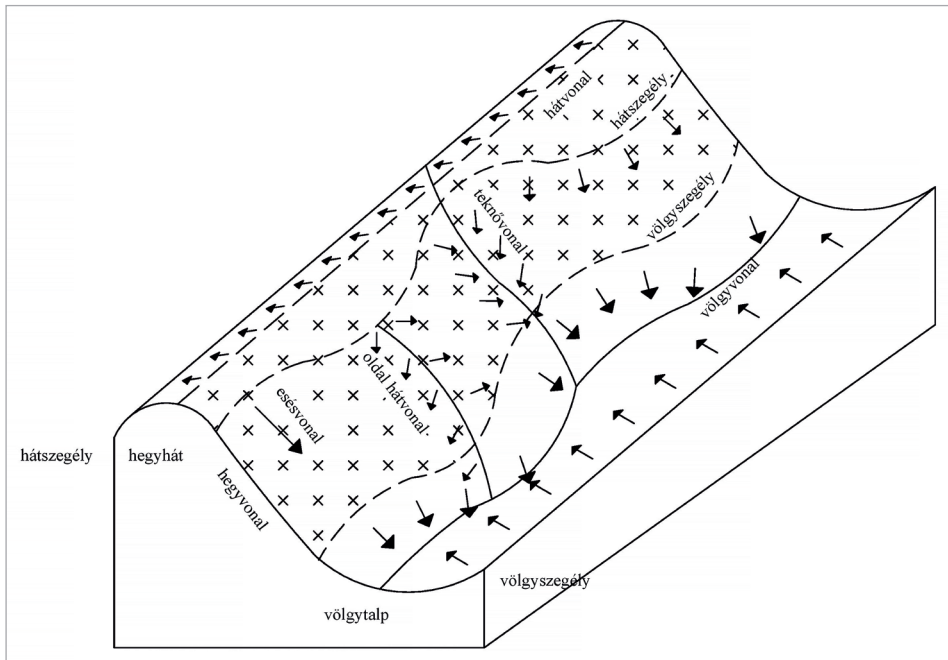
A föld felszínének egy részét a rajta lévő természetes alakulatokkal és mesterséges létesítményekkel együtt *terepnek* nevezzük. A természetes alakulatok alkotják a *domborzatot*. A terep egyidejű vízszintes és magassági meghatározását *terepfelmérésnek* nevezzük.

A domborzatot úgy kell ábrázolni, hogy annak a jellemző vonalait, idomait a terepen fel lehessen ismerni.

8.1. Domborzati alapismeretek

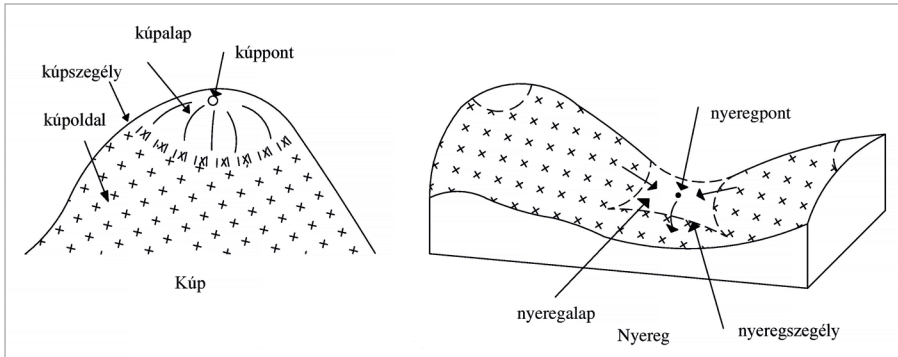
A domborzatot terepidomok alkotják. Megkülönböztetünk fő-, mellék- és részletidomokat. A *főidomok* közé tartoznak a *vízválasztók* (kiemelkedő idomok) és a *vízgyűjtők* (bemélyedő idomok). A kiemelkedő idom legmagasabb pontjait összekötő vonal a *hátvonal*. A bemélyedő idom legmélyebb pontjait összekötő vonal a *völgyvonal*. A hátvonalat a völgyvonallal *lejtő* köti össze. A lejtőn lefelé haladó legrövidebb vonalat (amely mentén a víz lefolyik), *esésvonalnak* nevezzük.

A hátvonal és a völgyvonal között alakulnak ki a *mellékidomok*, amelyek szintén lehetnek vízválasztók vagy vízgyűjtők. Az előbbieket (a kiemelkedőket) *oldalhátnak*, az utóbbiakat (a bemélyedőket) *mellékvölgynek* vagy más néven *teknőnek* nevezzük (8.1. ábra).



8.1. ábra: Idomok és idomvonalak (a szerző szerkesztése)

A leggyakrabban előforduló részletidomok a *kúp* és a *nyereg*. A kúp részei a *kúppont*, a *kúplap*, a *kúpszegély* és a *kúpoldal*. Két kiemelkedő idom között jön létre a *nyereg*, amelynek részei a *nyeregpont*, a *nyereglap* és a *nyeregszegély* (8.2. ábra).



8.2. ábra: Részletidomok (a szerző szerkesztése)

A domborzatot különböző kategóriákba soroljuk:

- A *sík* terepen nem találunk kifejtett terepidomokat, a magasságkülönbségek nem haladják meg az 5 métert, a lejtésszögek pedig az 1-2 fokot.
- Azt a terepet, ahol a hosszan elnyúló, egymással közel párhuzamosan fekvő hát- és völgyidomok váltakozva jelennek meg, *hullámos* jellegűnek nevezzük. Az ilyen terepre jellemző, hogy a relatív magasságkülönbségek 15 méternél nem nagyobbak, a lejtésszögek pedig nem haladják meg az 5 fokot.
- A *dombos* terepen kifejtett közepes és kis méretű terepidomok vannak, és a relatív magasságkülönbség maximum 100 méter lehet.
- Azt a területet, ahol a relatív magasságkülönbségek 100 méternél nagyobbak, és kifejtett nagy és közepes terepidomok találhatóak, *hegyes* jellegű terepnek nevezzük.
- Azt a – szél munkája által rendezett homokos talajú – terepet, amely sok, viszonylag kis méretű (maximum 100 m kiterjedésű) idomból tevődik össze, és a relatív magasságkülönbség 10-15 méternél nem nagyobb, *buckás* jellegű terepnek nevezzük.

8.2. Terepfelmérési technológiák

A vízügyi ágazatban terepfelmérési munkák a tavak, tározók, mocsarak, belvizes és öntözéses területek, a meliorációs területek tervezéséhez vagy a megvalósult állapot rögzítéséhez készülnek. A mindinkább elterjedő modellezéshez is szükséges a terepviszonyok pontos felmérése.

A következőkben a különböző terepfelmérési technológiákról lesz szó, amelyek közös jellemzője a részletpontok egyidejű vízszintes és magassági értelemben vett meghatározása. Ezek a felmérési módszerek azonban eltérnek a részletpontok kiválasztásának tekintetében. A domborzat fedettsége, jellege, a választott terepfelvételi módszer, a pontossági követelmények és a humán erőforrás együttesen határozzák meg a méréshez szükséges eszközöket. A különböző technológiákat vegyesen is alkalmazzuk, mindig az adott körülmények szerint.

8.2.1. Szelvényvonalas terepfelmérési technológia

A szelvényvonalas terepfelmérési technológiát hosszan elnyúló területeken, például völgyek felmérésekor, illetve tározók tervezéséhez alkalmazzuk. Ennél az eljárásnál egy kijelölt egyenes mentén haladva annak magasságát határozzuk meg.

Először a felméréendő terület középvonalában alappontokat létesítünk úgy, hogy a vízszintes koordinátái mellett a magasságát is meghatározzuk. Mérőállomással az alappontokon felállunk, elvégezzük a tájékozást. A részletpontokat szelvénszerűen vesszük fel (8.4. ábra).

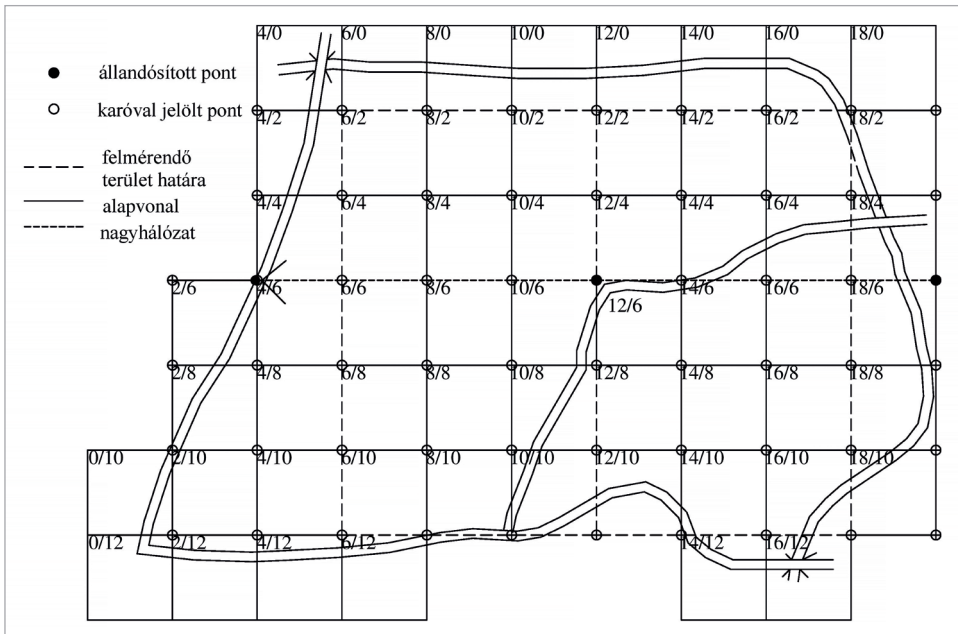
A szintvonalas helyszínrajz szerkesztésekor a szomszédos pontok között végezzük az interpolációt.

8.2.2. Rácshálózatos terepfelmérési technológia

A rácshálózatos terepfelmérési technológiát be nem épített területeken, közel vízszintes vagy egyenletes, nem nagy lejtésű terepen alkalmazzuk.

A rácshálózat általában négyzetháló. A magassági részletpontok a rácshálózat sarokpontjai, de ezek mellett a négyzethálón belül lévő jellemző pontokat is meg kell határozni.

A négyzetoldalak hossza függ a szerkesztendő helyszínrajz szintközétől, a terep lejtésétől és a helyszínrajz méretarányától. Az oldalak hossza általában 20-50 m. A 10×10 m-es hálót csak akkor alkalmazzuk, ha a felméréendő terület erősen tagolt, vagy ha 10 cm-es szintközöket szeretnénk végeredményül. 25 cm-es szintközöknél a négyzet oldalhossza 20 m, 50 cm-eseknél 25-40 m, méteres szintvonalközöknél 50 m. Ennél ritkább négyzethálót nem szoktunk létesíteni.

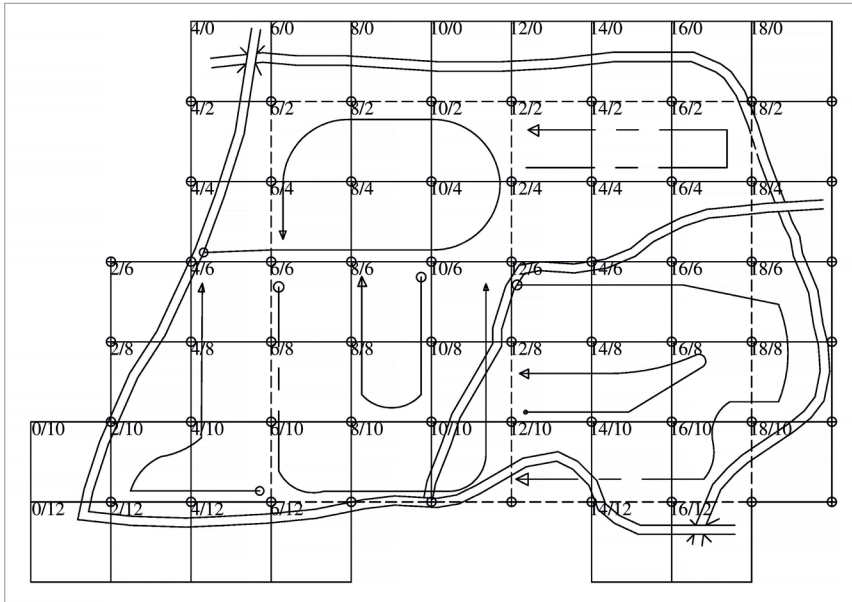


8.3. ábra: Hálózatkitűzés (a szerző szerkesztése)

A hálózat kitűzésénél a nagyból a kicsi felé haladunk. A terület hosszirányában létesítünk egy alapvonalat, amelyet 100-200 méterenként cövekkel megjelölünk. Az alapvonalon 400-600 méterenként merőlegest állítunk, amire szintén 400-600 m-es távolságokat mérünk fel. Az így kapott nagyhálózat belsejében 100×100 vagy 200×200 m-es hálózatot hozunk létre (8.3. ábra).

A négyzetháló tájolása tetszőleges. A felmérést vízszintes értelemben helyi rendszerben végezzük. Amennyiben a felmérést az országos hálózathoz akarjuk csatlakoztatni, akkor az illesztéshez a szükséges sarokpontokat az országos rendszerben is meghatározzuk.

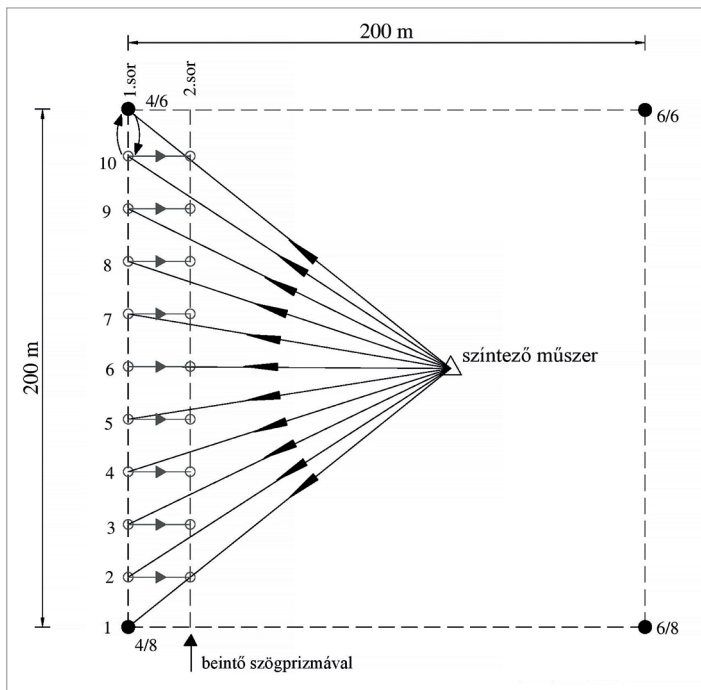
A rácsháló sarokpontjainak kitűzése után vonalszintezéssel meghatározzuk azok magasságát (8.4. ábra).



8.4. ábra: Vonalszintezés (a szerző szerkesztése)

A részletpontok bemérését 1-4 hektáros egységekben végezzük, a magassági viszonyoktól és a fedettségtől függően. Először vízszintes értelemben mérjük be a meglévő tereptárgyakat, létesítményeket a területegységre (például 200×200m négyzet) támaszkodva. Majd a területegységen belül kijelöljük a 20×20 m-es részletponthálózatot, amelynek sarokpontjait szükségtelen megjelölni.

A következőkben ennek a magassági felmérését részletezzük, egy úgynevezett tízléces módszerrel. A 200×200-m-es hálózat sarokpontjait kitűzőrudakkal megjelöljük. Az egymástól 200 m-re lévő kitűzőrudak közé 20 méterenként felsorakoznak a szintezőléceket tartó figuránsok. A szintezőműszerrel a területegység közepére felállunk. A baloldali lécre leolvasást végzünk, mind a cöveken, mind mellette a terepen. Majd balról jobbra haladva megirányozzuk a léceket, és elvégezzük a leolvasásokat. A lécleolvasások után 20 m-rel előreintjük a léceket tartó figuránsokat, akik beállnak egyvonalba a haladási irányra merőlegesen, és folytatjuk a lécleolvasásokat balról jobbra. A cövekeknél mindig két leolvasást hajtunk végre. Egyet, amikor a lécc a cöveken, egyet pedig amikor a lécc a terepen van. A fenti műveletsort a területegység felméréséig folytatjuk, azután átállunk a következő területegységre (8.5. ábra).



8.5. ábra: Részletpontoszintezés (a szerző szerkesztése)

A mérési eredményekről jegyzőkönyvet vezetünk.

A szintvonalas helyszínrajz szerkesztését a rácspontok közötti interpolálással végezzük. Átlók mellett nem szabad interpolálni!

8.2.3. Lineáris interpolálás

A lineáris interpoláció az idegen szavak szótára szerint utólagos kiegészítést, beszúrást jelent.

Lineáris interpoláció esetében feltételezzük, hogy a két pont közötti összefüggés egyenes arányossággal jellemezhető. Ez gyakorlatilag a magassági viszonyok számításánál azt jelenti, hogy két ismert pont közötti egyenesen egy harmadik pont (alapszintvonal egy pontja) helyzete meghatározható a magasságkülönbségekből.

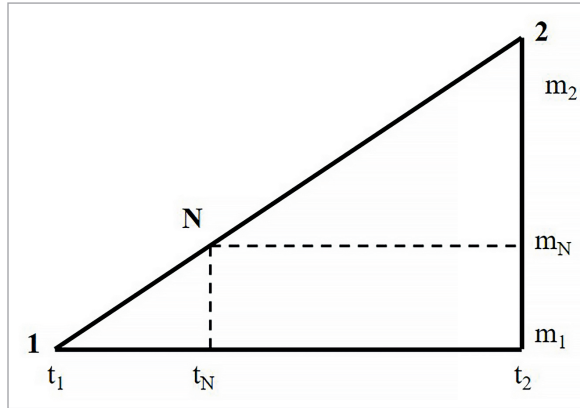
A 8.6. ábra alapján legyen N pont az alapszintvonal egy keresett pontja a bemért 1-es és 2-es részletpontok között. Az ábrából leolvasható, hogy

$$\frac{t_N - t_1}{t_2 - t_1} = \frac{m_N - m_1}{m_2 - m_1}$$

$$t_N - t_1 = \frac{m_N - m_1}{m_2 - m_1} (t_2 - t_1)$$

$$t_N = \frac{m_N - m_1}{m_2 - m_1} (t_2 - t_1) + t_1$$

- Ahol $m_2 - m_1$ – a két részletpont magasságkülönbsége (ismert)
 $t_2 - t_1$ – a két részletpont vízszintes távolsága (ismert)
 $m_N - m_1$ – a keresett pont magasságkülönbsége az 1-es ponthoz képest (ismert)
 $t_N - t_1$ – a keresett pont vízszintes távolsága az 1-es ponthoz képest a részletpontok egyenesén



8.6. ábra: Lineáris interpolálás (a szerző szerkesztése)

8.3. A felméréndő részletpontok kiválasztása

Terepfelmérésnél az elvégzendő feladat jellegének megfelelően annyi pontot kell meghatározni, amennyivel a felméréndő terepet jellemezni tudjuk, és lehetőséget nyújt a mérési eredmények ellenőrzésére.

A mesterséges létesítményeknél a felméréndő pontok száma a létesítmény jellegétől függ. Domborzatnál a terepidomokból kell kiindulni. Az egy idomvonalon és esésvonalon lévő részletpontokat úgy kell felvenni, hogy a felvett részletpontokat összekötő képzeletbeli vonal és a terep között lévő eltérések elhanyagolhatóan kicsik legyenek. Nagyobb egyenletes lejtőkön az esésvonalak irányában és arra merőlegesen is 50 méterenként kell egy-egy részletpontot kijelölni. Az, hogy milyen sűrűségben legyenek a részletpontok, a terep jellegétől és az alkalmazott szintközők számától függ.

Hegyes terepen a terep jellemző pontjai határozottan megállapíthatók, így a részletpontok sűrűsége adottnak tekinthető. A nagy kiterjedésű lejtőkön hektáronként 5-5 pontot kell meghatározni ahhoz, hogy az oldalhát vagy mellékvölgy és az esetleges kisebb mélyedések-kiemelkedések érzékelhetőek legyenek.

Dombos terepen a jellemző pontok kevésbé látszanak, ilyen helyeken 10-12 részletpontot határozunk meg hektáronként.

Hullámos és buckás terepen a magassági részletpontok jól megállapíthatók, ezért a jellegzetes pontokon felül 5-10 pontot határozunk meg hektáronként.

A sík vidéken a legnehezebb a részletpontok sűrűségének megállapítása, mivel az idomvonalak nem láthatók, és sok esetben a növényzet a kisebb mélyedéseket, kiemelkedéseket eltakarja. Emiatt általában hektáronként 16-25 részletpontot határozunk meg.

8.4. Magassági viszonyok ábrázolása a térképen

A mesterséges létesítmények és a domborzat magassági viszonyait a térképen különböző módokon lehet kifejezésre juttatni. Az ábrázolástól elvárjuk, hogy szemléletesen mutassa a terepidomok alakját, megadja a mesterséges létesítmények főbb pontjainak magasságát, a terep bármely pontjának alapfelület feletti magasságát.

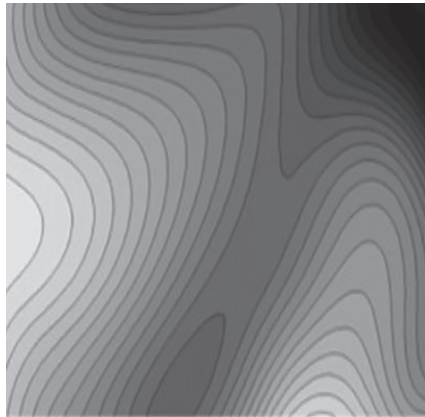
Különböző céllal készülnek magassági viszonyokat ábrázoló térképek. Az oktatási, turisztikai, katonai stb. térképeken a domborzati viszonyokat vonalkázással, árnyékolással, csíkozással ábrázolták-ábrázolják (8.7–8.9. ábra).



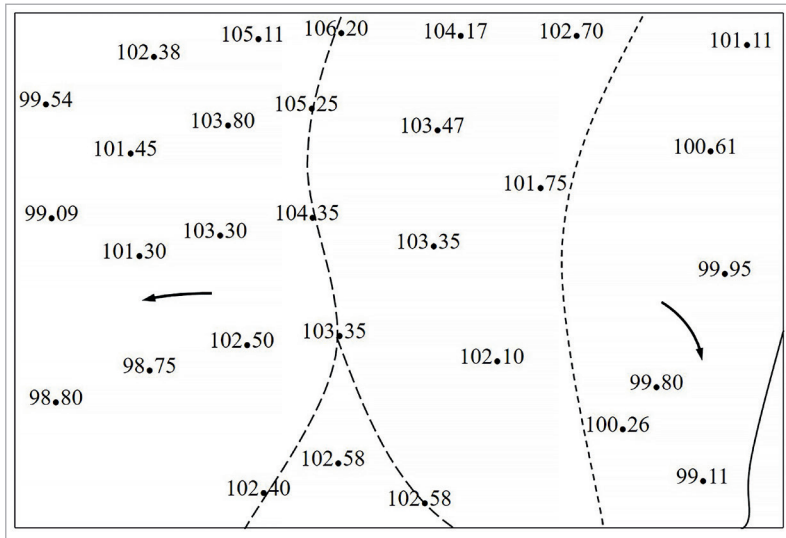
8.7. ábra Madártávlatos magassági ábrázolás [14 p6]

8.8. ábra Árnyékolásos magassági ábrázolás [14 p7]

Műszaki tervezéshez általában kótált és szintvonalas térképeket, illetve e két ábrázolási mód együttes alkalmazását használjuk. A *számozott (kótált) vetületnél* a pontok vízszintes vetületi képe mellé írjuk számokkal a magasságát. Ezt az ábrázolási módot többnyire a mesterséges létesítmények, utak, töltések stb. magassági megjelenítéséhez használjuk (8.10. ábra).

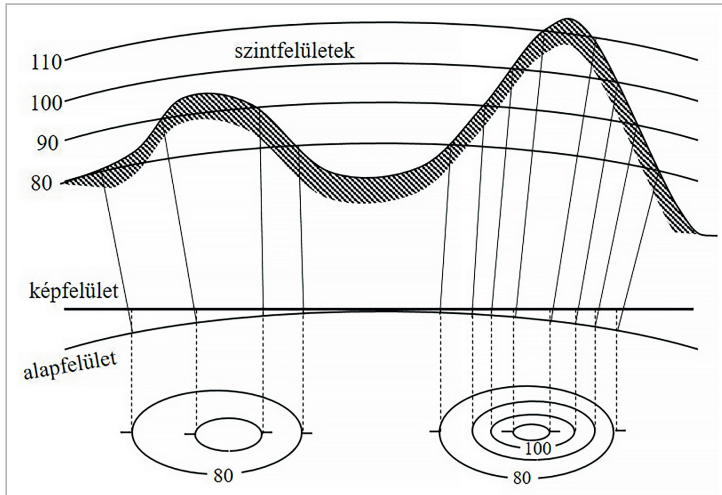


8.9. ábra: Színfokozatos magassági ábrázolás [14 p10]



8.10. ábra: Kótált vetület (a szerző szerkesztése)

A szintvonalas ábrázolás jól szemlélteti a magassági viszonyokat, és alkalmas műszaki tervezésre is. A *szintvonal* a térszín azonos magasságú pontjait összekötő vonal, azaz a térszínnek és egy szintfelületnek a metszésvonala (8.11. ábra).

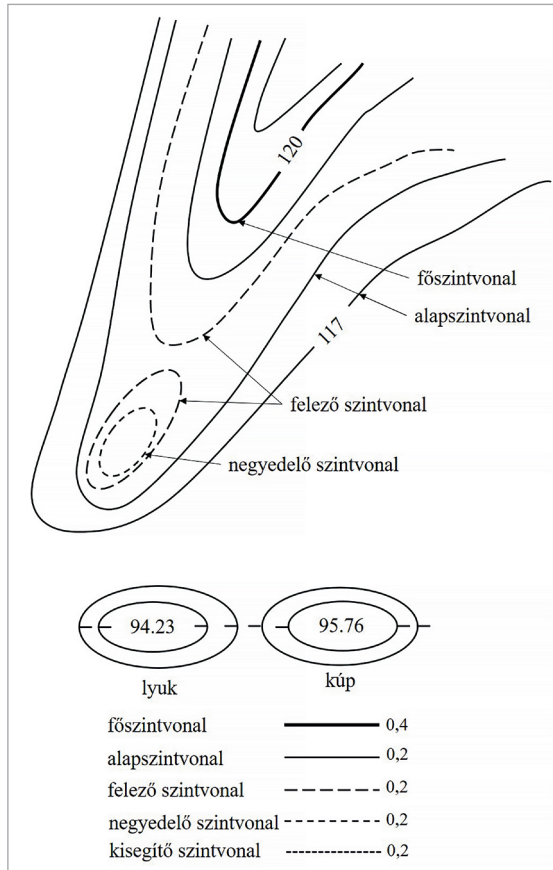


8.11. ábra: Szintvonalas ábrázolás (a szerző szerkesztése)

Az alapfelülettel párhuzamos felületek egymástól való távolságát *szintköz*nek, az alapfelülettől vett távolságát pedig *szintmagasságnak* nevezzük. A szintköz mérete mindig a térkép méretarányától és rendeltetésétől függ.

A szintvonalak egymást nem metsző, önmagukba visszatérő görbék. Ahol a térképen a szintvonalak – ugyanolyan szintköz esetén – közelebb vannak egymáshoz, ott meredekebb a terep,

mint ahol egymástól távolabb vannak. A szintvonalak mindig merőlegesek a legrövidebb és irányára, azaz az esésvonalakra, valamint a vízgyűjtő és vízválasztó vonalakra.



8.12. ábra: Szintvonaljelölések (a szerző szerkesztése)

Szintvonalas helyszínrajz készítése: Régen a nagy méretarányú terepfelmérések végeredményeként általában egy kótált és szintvonalas helyszínrajzot szerkesztettünk. Ehhez először a keret- és hálózati vonalakat szerkesztettük fel, majd koordinátákból felraktuk az alappontokat. Az alappontokra támaszkodva szerkesztettük fel a vízszintes és a magassági részletpontokat. A magassági részletpontokhoz felírtuk a pont abszolút magasságát úgy, hogy a magasságot jelölő szám tizedespontja egyben a pont vízszintes helyét jelölje. Ezek után az egyenlő lejtésű síkban lévő szomszédos pontok között lineáris interpolálással meghatároztuk a kerek szintmagasságú pontok helyét. Az azonos magasságú pontokat folyamatos, a terepidomokat kifejező görbe vonalakkal kötöttük össze.

Ma már a mérési eredményeként kapott részletpontok vízszintes koordinátái és a hozzá tartozó magasságok adataiból geoinformatikai szoftverekkel automatizáltan hozzuk létre a szintvonalakat. Ezek a felhasználói szoftverek már annyira fejlettek, hogy eredményükként megfelelő részletességű szintvonalrajzot tudunk előállítani. Ilyenkor nagy figyelmet kell fordítani a megfelelő szintvonalköz megadására.

Segédszintvonalakat csak ott ábrázolunk, ahol azok valami olyan részletet fejeznek ki, amelyet az alapszintvonalak nem fejeznek ki. A segédszintvonalak az alapszintvonalak közötti felezőbe esnek.

A szintvonalak alapfelületre vonatkozó magasságát úgy ábrázoljuk, hogy a szintvonalat megszakítjuk, és a számokat a lejtő irányának megfelelően írjuk fel. Ahol a lejtő iránya a szintvonalakból nem látszik egyértelműen, ott a lejtő irányát eséstüskével jelöljük.

Nem kell szintvonalat rajzolni beépített területen, úton, vasúton, töltésen, csatornán, folyón, árkon keresztül. Ezekben a helyeken a *kótás* ábrázolást használjuk.

A szintvonalak megjelenítése a térképen barna vonallal történik, a *főszintvonalakat* 0,4 mm, a többi 0,2 mm vastagsággal ábrázoljuk. Általában 1,0 m szintköznek megfelelő alapszintvonalakat alkalmazunk. Ahol szükséges (például sík vidék), *segédszintvonalakat* – az alapszintvonalakhoz fél, illetve negyed értékének megfelelő szintvonalak – használunk. Ezeket felező, illetve negyedelő szintvonalnak nevezzük. A kicsi részidomok kifejezésére kisegítő szintvonalakat alkalmazunk, magassági megírás nélkül, a domborzat viszonyainak kifejezésére. Minden kerek 5-10 méteres alapszintvonalat főszintvonalnak nevezünk, és vastagabb vonallal ábrázoljuk (8.12. ábra).

A fentiekben tárgyalt hagyományos rajzi modell mellett már általában a magasságok digitális adatbázisba való gyűjtése, a digitális domborzatmodell előállítás az elterjedt. Ezekről későbbi tanulmányaik során a *Térinformatika* című tárgyban fognak hallani.

9. Mederfelvétel

A mederfelvétel a folyómedrek, állóvizek medreinek egyidejű vízszintes és magassági értelmű felmérése. A végeredmény általában hossz-, keresztshelvény, helyszínrajz, medermodell.

Mederfelvételt több okból készítünk, ezek például a mederhílvántartás, mederszabályozás, vízhozammérés, kavics- és homokbányászat, feliszapolódás vizsgálata, hajózási út kitézése stb. Az, hogy a mederfelvételt rendszeresen, ismétlődően vagy alkalomszerűen végezzük, mindig az adott feladattól függ.

A vízzel borított területek felmérését megnehezíti az a tény, hogy a felmérést végző személy nem látja a mederfenék jellemző vonalait és jellemző pontjait, mint terepfelvételkor a gerincvonalat, völgyvonalat, mélypontot stb. Mederfelvételnél mindig egy előre meghatározott módszer szerint járunk el. A legáltalánosabb az, amikor a felméréshez keresztshelvényeket jelölünk ki. Ekkor a mérőhajót a keresztshelvénybe állítjuk, és a shelvénypontokban egyidejűleg elvégezzük a mérőhajó helyzetének meghatározását és a vízmélység mérését. Az így kapott felmérési adatokból további felhasználásra elsősorban keresztshelvényeket szerkesztünk. Ha ezeket a keresztshelvényeket megfelelő sűrűségben vesszük fel, el tudjuk készíteni a meder szintvonalas és izobátvonalas (mélységvonalas) helyszínrajzait.

A mélységvonal a meder egyenlő mélységű pontjait összekötő vonal. Az izobátvonalas (mélységvonalas) térkép annyiban tér el a szintvonalas térképtől, hogy nem az azonos tengerszint feletti pontokat köti össze, hanem alapfelületnek a víz szintjét tekintjük. Tehát a vízfelülettel párhuzamos síkoknak a mederrel való metszésvonalas az izobátvonalas térkép. Azaz a vízfelszínhez képest az azonos mélységben elhelyezkedő pontokat köti össze.

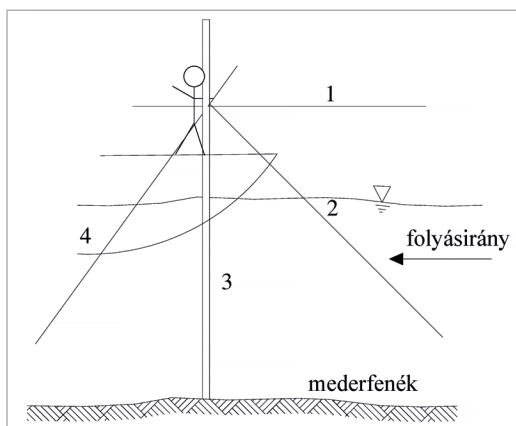
A vízfelületek azonban nem állandó felületek. A vízszintingadozás, a folyók áradása, apadása a kiinduló vízszint (ebben az esetben az alapfelület) tengerszint feletti magasságát napról napra megváltoztathatja. A vízmélységeredményeket ezért egy elméletileg kialakított vízfelszínre, úgynevezett munkavízszintre kell vonatkoztatni, azaz a napi (méréskori) vízfelszín és az elméleti szint közötti különbséggel korrigálni kell a mérési adatokat.

A folyami hajózás fejlődésével, annak biztonságosabbá tétele érdekében szükségessé vált a folyók medrének egyre gyakoribb felmérése. Ez különösen az alsó szakasz jellegű, szállított hordalékot lerakó, újabb zátonyokat építő folyószakaszokon vált egyre jobban szükségessé. Mivel a keresztshelvényben való felmérés igen hosszadalmas és egyben költséges volt, kifejlesztették a mérési munkálatokat gyorsító, csónakkövető műszereket. Ezek a műszerek már alkalmasak voltak arra, hogy a mélységmérés pillanatában a hajó helyzetét vízszintes értelemben gyorsan és pontosan meg lehessen határozni.

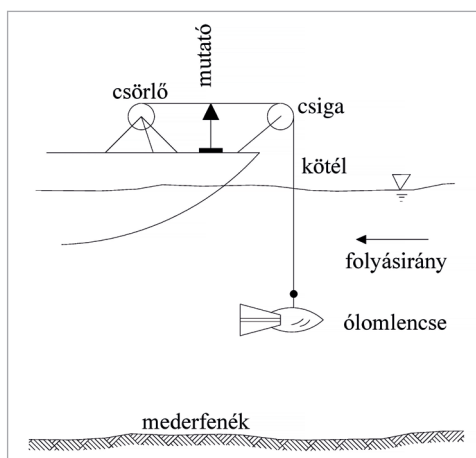
A következőkben a medermérési eljárásokat mutatjuk be, mind a keresztshelvényes, mind a csónakkövető technológiát. A vízmélység meghatározásának módja mindkét mérésnél azonos. A csónakkövető technológia a keresztshelvény-felmérésre is alkalmazható. A víz alatti mederpont térbeli helymeghatározó adatainak egyike a vízmélység, a többi a mélységmérés vízszintes értelmű helyére vonatkozik. A gyakorlatban a kisebb problémát a vízmélység meghatározása jelenti, nagyobb probléma a mérési pont helyének meghatározása.

9.1. Mélységmérés

A mélységmérés legrégebbi módja az, amikor a víz mélységét szondarúddal mérjük meg. A szondarúd egy 4-8 m hosszú dm-es beosztású mérőrúd. A szondarudat a víz folyásirányával szemben a hajó haladási irányában ferdén a vízbe nyomjuk. Amikor a rúd feneket ér, megvárjuk, amíg a továbbhaladó hajó függőleges helyzetbe emeli, s ekkor leolvassuk a mélységet (9.1. ábra). Nagy vízmélység esetén ólomnehezékekkel terhelt méterbeosztással ellátott kötelet használunk (9.2. ábra).

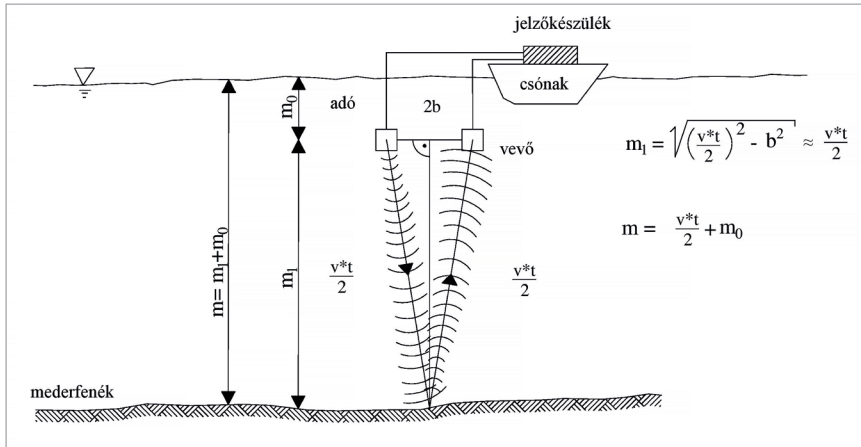


9.1. ábra: Szondarudas mélységmérés (a szerző szerkesztése)



9.2. ábra: Mélységmérés ólomnehezékekkel (a szerző szerkesztése)

Azokon a vizeken, amelyek vízínövény-benővéstől mentesek, a mélységmérésre visszhangos mélységmérőt (echolot) használnak, amely a mélységmérést ultrahanghullámokkal végzi. Az adó, amely a víz alatt van, a mederfenékre ultrahanghullámokat sugároz, amely függőleges kúp alakjában terjed, és a mederfenékről visszaverődik. A visszavert hanghullám a víz alatt lévő vevőfejbe jut, ahol a hang hatására váltóáramú impulzus indukálódik, majd egy erősítőn keresztül felerősítve a jelzőkészülék kimenetére jut, és általában dm élesen kijelzi a mélységeket (9.3. ábra). Napjainkban már a kijelzőn megjelenített mélységadatokat egy miniszámítógép el is tárolja.



9.3. ábra: Mélységmérés ultrahangos mélységmérő használatával (a szerző szerkesztése)

A hanghullámok *terjedési sebessége* a vízben a *víz hőfokától* és az *oldottanyag-tartalmától* függően változik. Magyarországon az oldottanyag-tartalom elhanyagolható, így méréskor csak a víz hőfokának megfelelően kell beállítani a hanghullámok terjedési sebességét.

9.2. Alapponthálózat

Mederfelvételnél a mérési pontok térbeli helymeghatározásához szükséges megfelelő számú vízszintes és magassági alappont, amit az egységes vízszintes (EOVA) és magassági (EOMA) alapponthálózat képez. A hálózat alappontjairól az állandó mérőhelyek (például V. O. kövek) koordinátáit meghatározták. A vizes nyilvántartási szelvény helyét a mindkét parton elhelyezett – és a folyó tengelyvonalára közel merőleges irányt kijelölő – V. O. (Vízrajzi Osztály) kövek határozzák meg. A V. O. szelvény a bal parti kőtől a jobb parti köig tart. A szemben lévő kövek számozása azonos.

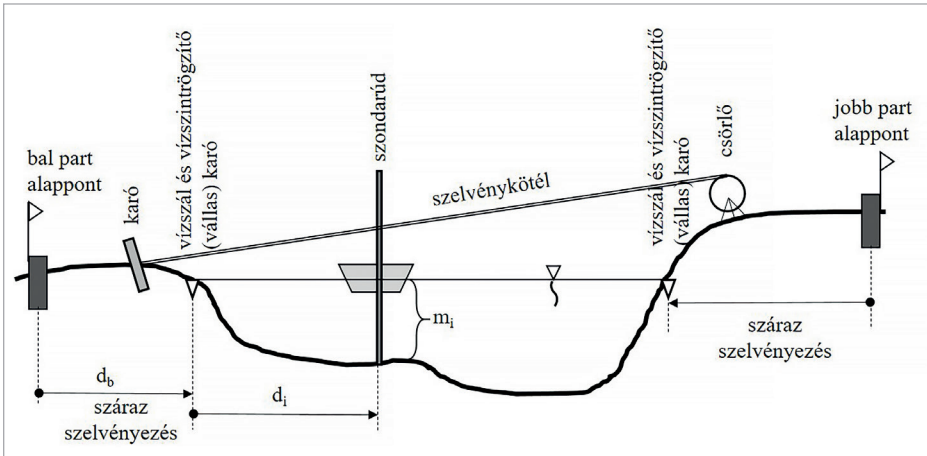
Az országos szintezési alappontok sűrűsége a legtöbbször nem elegendő ahhoz, hogy őket közvetlenül a magassági részletméréshez használjuk. A vízügyi szolgálat a folyók és létesítmények mentén vagy közelében alappontokat létesített. Ilyen magassági pontok találhatóak a V. O. kövek vállán, azok vascsapjain, folyamkilométerek gombjain, műtárgyakban, és köveken elhelyezett gombokon, csapokon.

9.3. Mederfelmérési technológiák

9.3.1. Kötél melletti szelvényezés

Régen elterjedt módszer volt a kötél melletti szelvényezés. Ma már nem használjuk, azonban szélsőséges helyzetekben (például kisebb vízfolyásoknál, erősen fedett helyen, ahol alappont létesítése nehézkes) még alkalmazható.

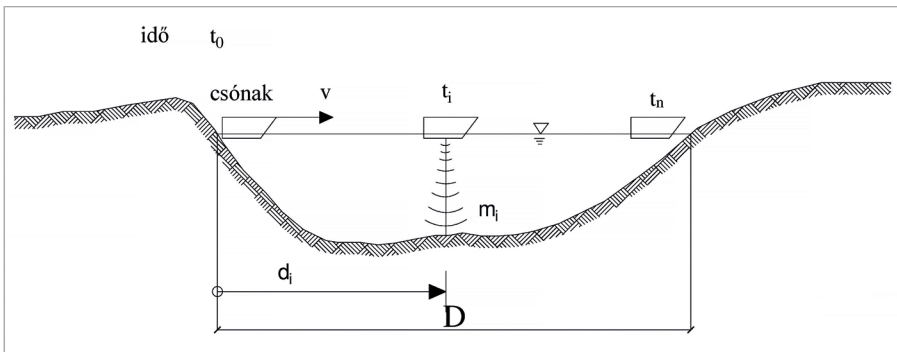
A keresztmetsvényt a vízfolyás két partján szemben lévő alappontok (például V. O. kő) között három részre osztjuk, mégpedig a kétoldali kötől a vízszélig tartó jobb és bal parti száraz szelvényekre, és egy ezek közé eső vizes szelvényre. A vízszéleket mindkét parton megjelöljük úgynevezett vállas karóval. A parti rész felmérése hagyományos geodéziai módszerrel történik. A felmérés során a vízszint abszolút magasságát is meghatározzuk. A víz felett egy méterenként megjelölt (5 és 10 m-enként elkülönítő jelöléssel) szelvénykötelet feszítünk ki. A vízmélységet csónakról 5-10 m-enként szelvénykötél mellett szondarúddal, ólomlencsés kötéllel vagy ultrahangos mérőeszközzel végezzük (9.4. ábra).



9.4. ábra: Kötél melletti szelvényezés (a szerző szerkesztése)

9.3.2. Repülő szelvényezés

Kisebb pontosságot igénylő mederfelvételeknél használjuk, a gyorsabb munkavégzés érdekében. Ilyenkor a szelvényben egyenletes sebességgel (v) haladó mérőcsónakról végezzük a vízmélységmérést. Az indulási (t_0), az érkezési (t_n) és a mélységmérés kori (t_i) időpont mérésével – egyenletes sebességű haladást feltételezve – a helyszínrajzon a mérési helyeket (d_i) meg tudjuk határozni (9.5. ábra). Ez az eljárás gyorsabb a kötél melletti szelvényezésnél, de pontatlanabb is annál.



9.5. ábra: Repülő szelvényezés (a szerző szerkesztése)

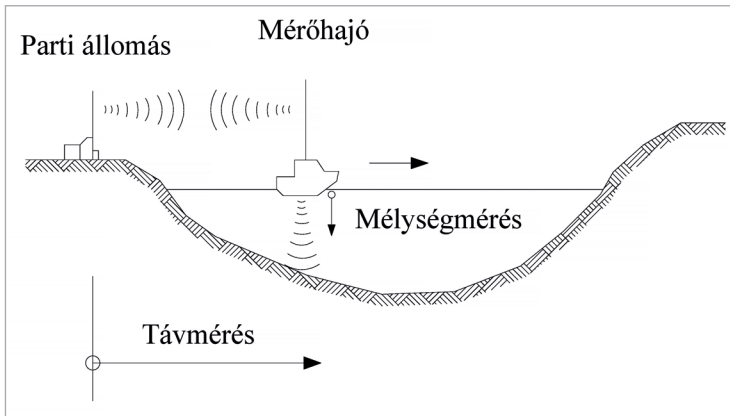
$$v = \frac{D}{t_n - t_0}$$

$$d_i = t_i \cdot v$$

9.3.3. Ultrahangos és rádiótáv mérős mederfelmérés

Ennél az eljárásnál a műszer már nemcsak a mélységmérést végzi, hanem a szükséges távolságmérést is, és egy adott méretarányban a keresztmetszélynyt is felrajzolja.

A mérőműszer az ultrahangos mélységmérés mellett a távolságot is folyamatosan méri elektromágneses hullámokkal. A műszer két fő egységből áll: a mérőhajón lévő fedélzeti állomásból és a parton elhelyezett parti állomásból. A két állomás antennája között rádiókapcsolat van (9.6. ábra).



9.6. ábra: A mérőberendezés működése (a szerző szerkesztése)

9.3.4. Medermérés robot-mérőállomással

Mérőállomással történő mederfelvételnél természetesen azt értjük, hogy a mélységmérés helyének, azaz a vízszintes pozíciónak a meghatározása történik mérőállomással. Maga a mélységmérés a már ismertetett ultrahangos mélységmérő műszerrel történik.

Első lépésként a mérési szelvények kijelölése történik, azaz a navigáció előkészítése. Mint már említettük, magát a medret a legtöbb esetben nem lehet látni, így a jellegzetes „terepidomokat” nem ismerjük, ezért a meder meghatározása adott helyeken kijelölt keresztmetszélynyek mentén történik. A mederfelvétel felhasználásától függően az egyenes szakaszokban 200-500 méterenként és a jellemző helyeken veszünk fel keresztmetszélynyt. Ilyen helyek például a kanyarulatok, szigetek, zátonyok környezete. A navigáció előkészítésekor a mérendő keresztmetszélynyek jobb és bal parti Y, X koordinátáit meghatározzuk. Az EOV-rendszerben meghatározott Y, X koordinátákat, amennyiben szükséges – azaz amikor a navigációs vevő nem ismeri az EOV-koordinátákat –, transzformáljuk WGS ellipszoidi rendszerbe. A koordinátákat egy navigációs GNSS-vevőbe feltöltjük. A vevőt összekötjük egy terepi számítógéppel. A navigációs szoftver

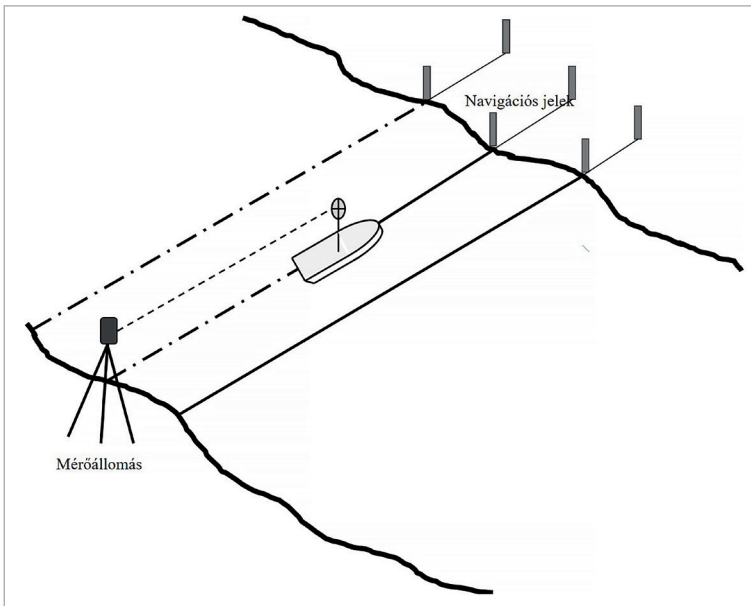
segítségével tudjuk majd a mérőhajóval az irányt tartani a mederfelvételkor. Ha valamely okból nincs a navigációhoz GNSS-támogatás, akkor az iránytartáshoz a keresztaszvályneknél a parton megjelöljük a keresztaszvály irányát két egymástól 10-30 méterre lévő jelölőrúddal (például kitűzőrúddal) (9.7. ábra).

A navigáció előkészítése után felmérési alppontokat létesítünk annak érdekében, hogy folyamankilómeterenként biztosított legyen legalább egy magassági alppont, amely keretet nyújt minden további magasságméréshez.

A mérések megkezdésekor meghatározzuk a felvételi vízszintet, hogy rögzítse a felmérés helyén a pillanatnyi vízszintet, amely szinthez képest történik a vízmélységek meghatározása. A felvételi vízszint meghatározása szintezéssel történik egy már ismert magasságú pontról (felmérési alpponttól), a szintezés szabályainak betartásával, oda-vissza szintezéssel.

Ezek után kerül sor a tulajdonképpeni medermérésre. A medermérés célja, hogy rögzítsük az egyes mederpontok Y, X síkrajzi koordinátáit (pozíció) és a hozzájuk tartozó (m) vízmélységeket.

A vízmélység meghatározása ultrahangos mélységmérő készülékkel történik. A műszer a mérőfejtől a mederig méri a mélységet, ezért a vízmélység meghatározásához meg kell mérni a mérőfej vízfelszíntől való távolságát, a bemerülési mélységet (m_0). A mélységmérőhöz rögzítjük a prizmát a mélységmérés helyének meghatározásához.



9.7. ábra: Medermérés mérőállomással (a szerző szerkesztése)

A vízszintes értelemben vett helymeghatározáshoz a parton egy ismert pontra felállunk a mérőállomással, és egy másik ismert pontra letájékozunk a műszert. A robot-mérőállomás lényege, hogy az alhidádé és a távcső forgatása a szervomotorok segítségével történik. Így programozott iránymérés, távmérés és adatrögzítés történik, az automatikus célkövetés mellett. A mérés indításakor (amikor a hajó indul) megirányozzuk a prizmát, és mérünk rá távolságot. Az első mérés után a robot-mérőállomás követi a prizmát, és mozgás közben meghatározott időközönként

(például másodpercenként) rögzíti a mérési adatokat a célkövetés megszakadása nélkül. Célszerű a méréshez 360°-os prizmat használni, mert ebben az esetben nem kell a prizmat a műszer felé fordítani. A mérőhajó egyenletes sebességgel halad a navigáció szerinti útvonalán. A robot-mérőállomás pedig a hatótávolságán belül folyamatosan követi a prizmat, és méréseket végez rá, rögzíti és tárolja a mérési eredményeket (9.7. ábra).

Ennél a mérési módszernél igen nagy gondot kell fordítani az időmérések egyeztetésére. A mélységmérő műszer is rögzíti a mérés időpontját. A pozíció (Y, X) és a hozzá tartozó magasság (M) illesztése utófeldolgozással történik, idősinkron alapján.

A meder egy adott P pontjának balti alapszint feletti magassága:

$$M_P = M_A + D_m - m_0 - m_P$$

ahol M_A – az alappont magassága

D_m – az alappont és a vízfelszín közötti magasságkülönbség

m_0 – a mérőfej bemező mélysége

m_P – a P pontban mért mélység

9.3.5. Medermérés GNSS-támogatással

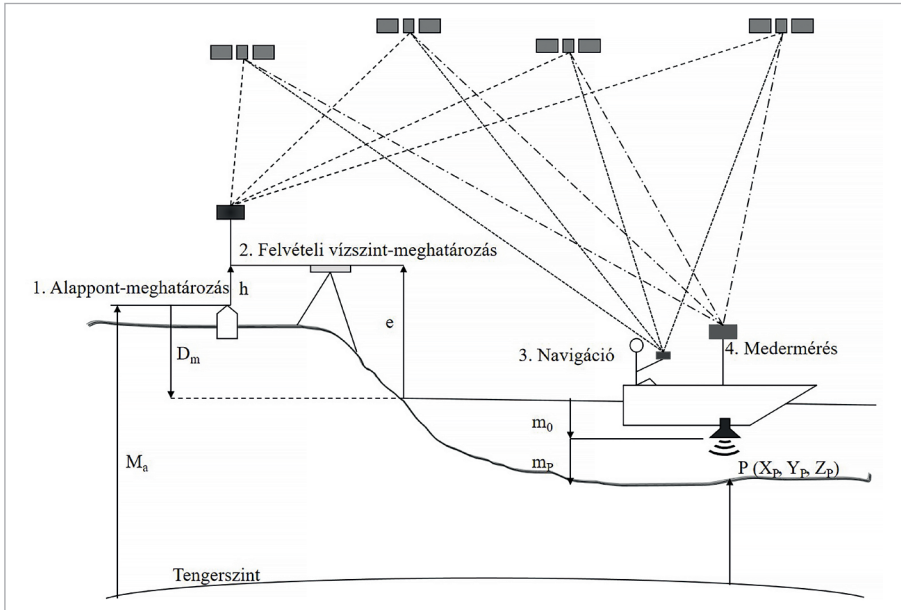
Ma már a medermérések nagy részét GNSS-támogatással végezzük. A mérés menete hasonló a robot-mérőállomással történő mederfelvételhez. Első lépésként itt is a mérési szelvények kijelölése a feladat a navigáció megteremtéséhez, amelynek az a célja, hogy az előre megtervezett helyeken történjék a mélységmérés. A navigáció előkészítésekor a mérendő keresztzelvények jobb és bal parti Y, X koordinátáit meghatározzuk. Ezeket a koordinátákat vagy a WGS ellipszoidi rendszerbe transzformált koordinátákat egy navigációs GNSS-vevőbe feltöltjük. A vevőt összekötjük egy terepi számítógéppel. A navigációs szoftver segítségével tudjuk majd a mérőhajóval az irányt tartani a mederfelvételkor.

Ez általában itt is úgynevezett kézi vagy navigációs GNSS-vevővel történik. Ezután a terepen, a mérésekhez megfelelő helyeken felmérési alappontokat létesítünk. A felmérési alappontok létesítésének célja, hogy folyamkilómeterenként biztosítva legyen magassági értelmű alappont, amely keretet nyújt minden további magasságméréshez. A felmérési alappontokat GNSS-vevővel statikus méréssel a permanens állomásokra támaszkodva határozzuk meg. Ennek a technológiának az előnye, hogy az interneten keresztül a bázisállomás adatai letölthetők, és nagyobb pontosság érhető el, mint a valós idejű méréssel. A mederméréshez magassági értelemben 1-2 cm pontosság szükséges. A statikus technológia hátránya, hogy időigényes (legalább 60 perc pontonként), és az új pont adataihoz csak később, az utófeldolgozás megtörténte után jutunk hozzá. Ezért célszerű még a mederfelvétel megkezdése előtt meghatározni a felmérési alappontokat, ami gondos előkészítést igényel.

A felvételi vízszint meghatározásának célja, hogy rögzítse a felmérés helyén a pillanatnyi vízszintet, amely szinthez képest történik a vízmélységek meghatározása. A felvételi vízszint meghatározása a felmérési alappontokról, vagy amennyiben van, országos alappontokról történik szintezéssel, a szintezés szabályainak betartásával. Folyó vizeknél minden esetben fel kell jegyezni a vízszint meghatározásának időpontját. Célszerű a nap elején és végén ugyanazon vízmércének a leolvasása az időpont feljegyzésével együtt, hogy az időközbeni áradást, apadást figyelembe tudjuk venni.

A medermérés célja, hogy rögzítsük az egyes mederpontok X , Y síkrajzi koordinátáit (pozíció) és a hozzájuk tartozó vízmélységeket.

A vízmélység meghatározását egy ultrahangos mélységmérő készülékkel végezzük. A csónak egyenletes sebességgel halad a kijelölt keresztmetszvényen, és közben a mélységmérő műszer folyamatosan méri és rögzíti a mélységeket. A vízszintes pozíció meghatározásához egy, a mélységmérő műszerhez fizikailag is rögzített GNSS-vevőt használunk RTK módban. A hálózatos RTK előnyei, hogy egy vevővel végezhető cm pontosságú mérés, nagyobb és homogén a pontosság, és nincs kötve a bázis hatósugarához.



9.8. ábra: Mederfelvétel GNSS-támogatással (a szerző szerkesztése)

A 9.8. ábra alapján a P pontban meghatározott Y_P , X_P vízszintes pozícióhoz tartozó mélység balti alapszint feletti magasságának számítása a következőképpen történik. A mélységmérő méri a mérőfejtől a mederig lévő távolságot (m_P). A mérések kezdetekor megmérjük a mérőfej bemerülését (m_0). A felmérési alappont magassága M_A . Vízfelszínrögzítéskor meghatározzuk a pillanatnyi vízszint és a felmérési alappont magasságkülönbségét (D_m):

$$D_m = h - e$$

majd a mérések számításakor:

$$M_P = M_A + D_m - (m_0 + m_P)$$

10. Kitűzés

A kitűzés a felmérés ellentettje, azaz valamilyen tervezett alakzat pontjainak megjelölése a terepen. Kitűzéskor a tervezett („kell”) állapotot kell kijelölni a terepen, a kijelölés maga a „van” állapot. E kettőt közelítjük egymáshoz, mindaddig, amíg a „kell” és a „van” állapot eltérése a megengedett hibahatár alá csökken. A kitűzést minden esetben a kitűzött pontok ellenőrzése követi. A kitűzés fajtái:

Geometriai feltétellel adott pontok kitűzése:

- Egyenes kitűzésénél a kitűzött pontoknak olyan egyenesre kell esni, amely a terepen két pontjával már meg van jelölve.
- Vízszintes szögek kitűzésénél a feladat az, hogy egy adott pontból jelöljük ki egy megjelölt szögcsúrhoz képest a kitűzendő szög másik szárát.

Koordinátákkal adott pontok kitűzése:

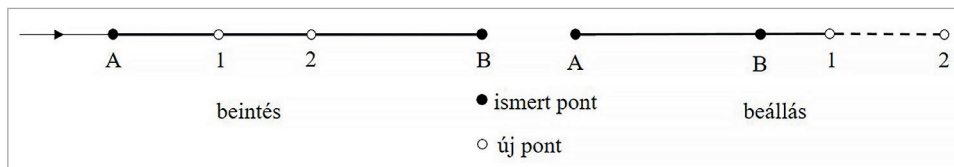
- Adott vízszintes koordinátájú pontok kitűzése helyi vagy országos sík-koordinátarendszerben.
- Adott magasságú pontok kitűzése helyi vagy országos magassági rendszerben.

10.1. Egyenes vonalak kitűzése

10.1.1. Egyenes kitűzése egyszerű eszközzel

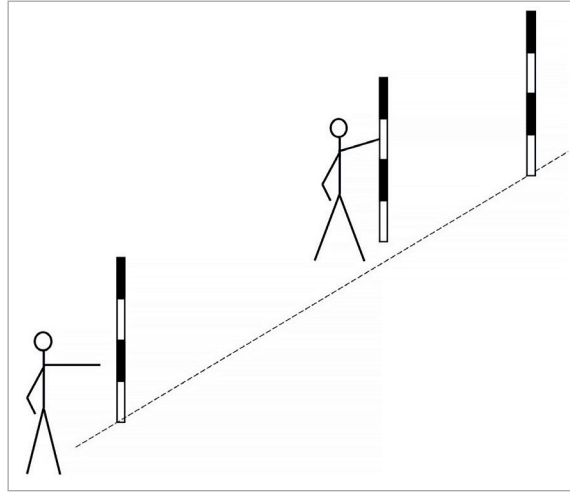
Egyenes vonalak kitűzését kisebb pontossággal különféle egyszerű eszközökkel (kitűzőrúd, szögprizma), szabatosan pedig teodolittal vagy mérőállomással végezhetjük el.

Ha két kitűzőrúd közé kell egy vagy több pontot kitűzni az egyenesben, akkor *beintésről*, ha pedig a két rúdon kívül akarunk új pontot kitűzni, akkor *beállásról* beszélünk (10.1. ábra).



10.1. ábra: Egyenes kitűzése beintéssel, illetve beállással (a szerző szerkesztése)

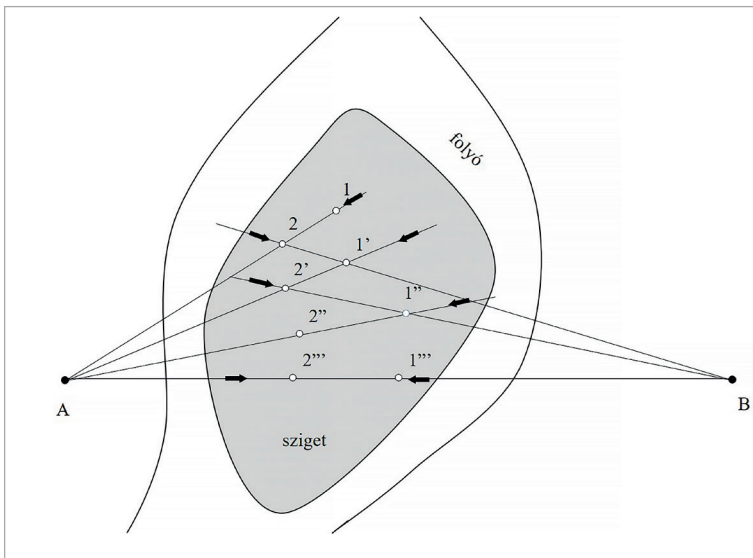
*Beintés*kor az egyenes két végpontját egy-egy jelzőrúddal megjelöljük. Elmegyünk az egyenes valamelyik végpontja mögé mintegy 5-6 méterrel. A beintendőrudat a segédmunkás az egyenes megfelelő helyén függőlegesen lógatva tartja (10.2. ábra). A két végpont egyenesébe nézve addig intjük a beintendő rudat, amíg annak széléit fedésben nem látjuk a két végponttal. A beintést mindig a tőlünk legtávolabbi ponttal kell kezdeni.



10.2. ábra: A beállítás végrehajtása (a szerző szerkesztése)

Abban az esetben, amikor a kítűzendő pont az egyenes meghosszabbításában van, és nem törekszünk szélső pontosságra, akkor a feladatot az *egyenesbe állással* hajtjuk végre. Ekkor a beállítandó kítűzőrudat magunk elé tartva könnyedén lógatjuk a levegőben, és addig visszük jobbra vagy balra, amíg széleit a két végpont által meghatározott egyenesben nem látjuk. Az egyenesbe állásnál mindig a legközelebb álló rúddal kell kezdeni a kítűzést.

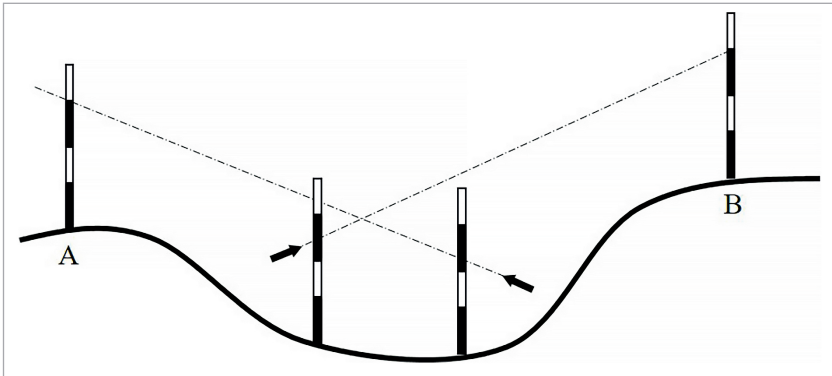
Ha valamilyen ok miatt nem tudunk az egyenes két végpontja mögé elmenni, az egyenes közbenső pontjának kítűzése folyamatos közelítéssel megoldható. Ehhez segédrudakat kell alkalmazni (10.3. ábra).



10.3. ábra: Egyenes kítűzése segédrudakkal (a szerző szerkesztése)

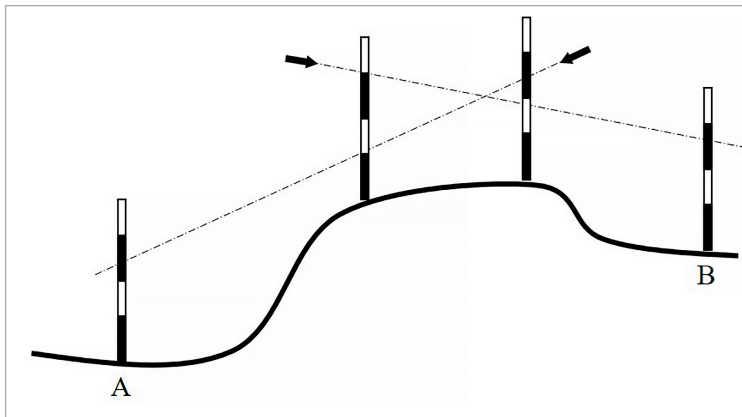
Az ábrán feltüntetett példán az AB egyenes szigeti szakaszán akarunk pontot jelölni, de anélkül, hogy a szigetről távoznánk.

Az 1-es rudat közelítőleg az egyenesbe állítjuk és a 2-es rudat beintjük az A1 egyenesbe. Utána 2-es mögül az 1-est a 2B egyenesbe, megkapjuk $1'$ pontot. Ezt a műveletet addig folytatjuk míg 1-es mögül nézve a 2-est az 1A egyenesben, a 2-es mögül nézve az 1-est a 2B egyenesben nem látjuk.



10.4. ábra: Egyenes kitűzése völgyben (a szerző szerkesztése)

A segédrudakkal történő kitűzés alkalmazandó olyankor is, amikor völgy miatt (10.4. ábra), vagy összelátási akadály, például árvédelmi töltés miatt (10.5. ábra) a beintés közvetlenül nem végezhető el. Ha a látási akadály igen széles, akkor nem két, hanem három segédrudat alkalmazunk.



10.5. ábra: Egyenes kitűzése töltésen át (a szerző szerkesztése)

Szabad szemmel ezek a kitűzések a látási viszonyoktól és a kitűző szemének élességétől függően általában mintegy 200 méter távolsáig hajthatók végre. Ennél nagyobb távolságok esetén úgy 500 méterig célszerű a beintéshez kézi látsövet használni.

A szabad szemmel végrehajtott egyenes kitűzések megbízhatósága normális körülmények között mintegy 200 m távolsáig 1 cm-re tehető. Nagyobb távolságon még láteső használata esetén is ennél nagyobb a kitűzés bizonytalansága.

10.1.2. Egyenes kitűzése műszerrel

Amennyiben a kitűzésnél nagyobb pontosságot akarunk elérni, vagy hosszabb egyenes kitűzését kell végrehajtani, a kitűzéshez geodéziai távcsővel felszerelt műszert kell alkalmazni. Nagy távolságok vagy nagy magasságkülönbségek esetén a teodolittal a kitűzést mindkét távcsőállásban elvégezzük. Az egyenesen fekvő pont ilyenkor a kapott két pont felezőpontja.

10.1.2.1. Egyenesbe intés

Amikor az egyenes két végpontja (A , B) összelátszik, és a műszert az egyik végponton (A) felállítjuk, irányozzuk a másik pontot, megköjtjük az alhidádét. A kitűzendő pontot (C) a műszer távcsővén keresztül az állószál segítségével beintjük.

A kitűzések ellenőrzését a következőképpen hajtjuk végre:

A C ponton felállva megmérjük a CA és a CB irányok által bezárt szöget. Ha jól oldottuk meg a feladatot, akkor az AB szakasz közbenső pontjának kitűzésekor 180° -ot, szakaszon kívüli pont kitűzésekor 0° -ot kapunk. Az eltérés és a szükséges pontosság ismeretében a kitűzés pontosítható.

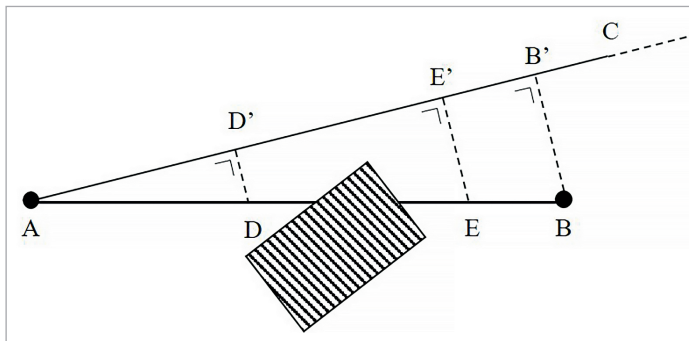
10.1.2.2. Akadály esetén

Ha a kitűzni kívánt pont olyan egyenesen van, ahol A és B pontok között akadály van, akkor az alábbiak szerint járunk el (10.6. ábra):

Kijelöljük a C pontot úgy, hogy az AC egyenes minél közelebb haladjon az AB egyeneshez. Megkeressük a B' talppontot, és megmérjük a $B'A$ ($t_{B'A}$) és a $B'B$ ($t_{B'B}$) távolságokat. Megjelöljük a D' és az E' pontokat, majd megmérjük a $D'A$ ($t_{D'A}$) és az $E'A$ ($t_{E'A}$) távolságokat. Ezután kiszámítjuk és a megfelelő pontban merőlegesen felmérjük a távolságokat.

$$t_{D'D} = \frac{t_{B'B}}{t_{B'A}} t_{D'A} \quad \text{és} \quad t_{E'E} = \frac{t_{B'B}}{t_{B'A}} t_{E'A}$$

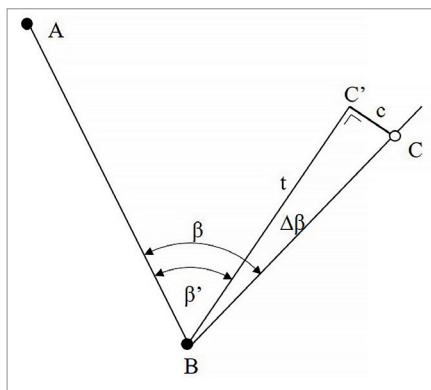
A további pontokat az AD és az EB szakaszokon a szokásos módon tűzzük ki.



10.6. ábra: Egyenes kitűzése akadályon át (a szerző szerkesztése)

10.2. Vízszintes szögek kitűzése

A szögkitűzés általános feladata az, hogy valamely B pontból egy C pontot úgy kell kijelölni, hogy az ABC szög valamely előre megadott (β) szöggel legyen egyenlő (10.7. ábra).



10.7. ábra: Vízszintes szög kitűzése (a szerző szerkesztése)

A teodolittal felállunk a B pontra, és beirányozzuk első távcsőállásban az A pontot. Elvégezzük a leolvasást, és hozzáadjuk a kitűzendő β értéket, így megkapjuk a kitűzendő irányértéket. Ezután az alhidádét az új leolvasás irányába állítva kitűzzük a C' pontot. Az így kitűzött pontot csak közelítő C' pontnak, illetve a β szöget közelítő β' szögnek tekintjük. Ezután megmérjük az $BC' = t$ távolságot, majd két távcsőállásban megmérjük az $ABC' = \beta'$ szöget. A kapott β' szög általában eltér a kívánt β értéktől. Kiszámítjuk a két szög különbségét, $\Delta\beta$ -t, és átalakítjuk a BC' irányra merőleges lineáris javítással:

$$c = t \cdot \tan \Delta\beta$$

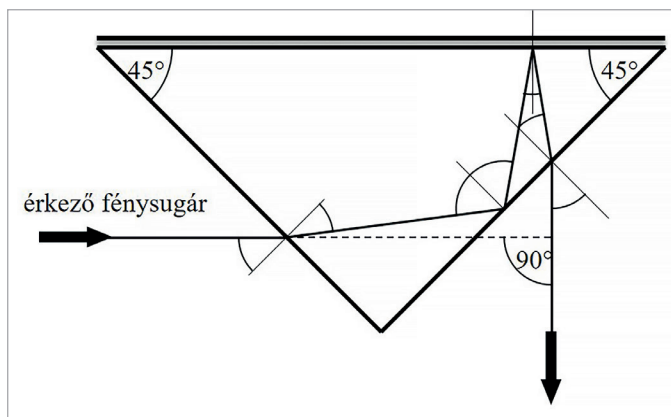
Az c távolságot a C' pontban a BC' irányra merőlegesen felmérjük, és így megkapjuk a C pontot. Ellenőrzésül két távcsőállásban megmérjük az BC és az BA irányok által bezárt szöget, az eredmény alapján dönthetünk a kitűzés pontosításáról.

Egy másik megoldás szerint mind a két távcsőállásban kitűzzük a C' és C'' pontokat, majd a $C'C''$ szakasz felezőpontját tekintjük a C pontnak. A kitűzést ebben az esetben is ellenőrizzük.

10.2.1. A kettős szögprizma és használata

A geodéziai vízszintes méréseknél nagyon sok esetben megelégszünk a kitűzés kisebb pontosságával is, de megkívánjuk, hogy a kitűzés gyorsan és egyszerűen végrehajtható legyen. Az erre alkalmas műszereket szögkitűzőknek nevezzük, amelyekkel rendszerint derékszöglet lehet kitűzni.

A geodéziai gyakorlatban erre a célra általánosan használt műszer a duplex szögprizma, ami két egymás fölött, közös foglalatban elhelyezett háromszögletű (vagy ötszögletű) szögprizmából áll, a prizma keresztmetszete egyenlő szárú derékszögű háromszög, átfogó lapja pedig ezüstözött felület. Ez a háromszögletű szögprizma a rajta áthaladó fénysugarat 90° -kal téríti el az érkező irányhoz képest (10.8. ábra).

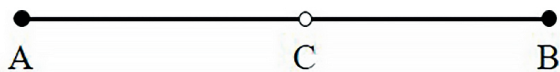


10.8. ábra: Szögprizma működési elve (a szerző szerkesztése)

A szögprizmához tartozik még egy teleszkópiusan kihúzható prizmatot (vagy zsinóros függő), amellyel a térszínre vetítjük a pontot.

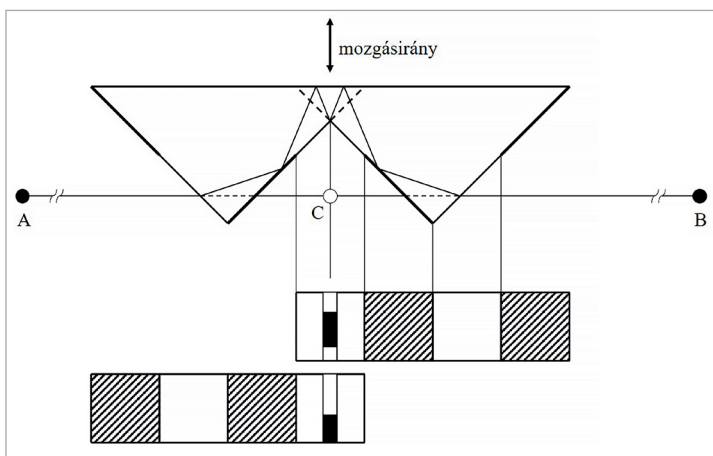
A kettős szögprizmát leggyakrabban három kitűzési feladat megoldására használjuk:

a) Az egyenes kitűzésénél az A és B pontjával adott egyenesen ki kell jelölni egy C pontot (10.9. ábra).



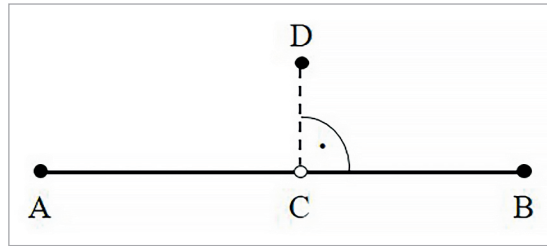
10.9. ábra: Egyenes kitűzése (a szerző szerkesztése)

Az A és B pontokon felállítunk függőlegesen egy-egy kitűzőrudat. Az egyenesbe állást a kettős szögprizmával úgy hajtjuk végre, hogy a C pont környezetében addig megyünk az egyenesre merőlegesen, míg a két kitűzőrúd képet coincidenciában nem látjuk (10.10. ábra).



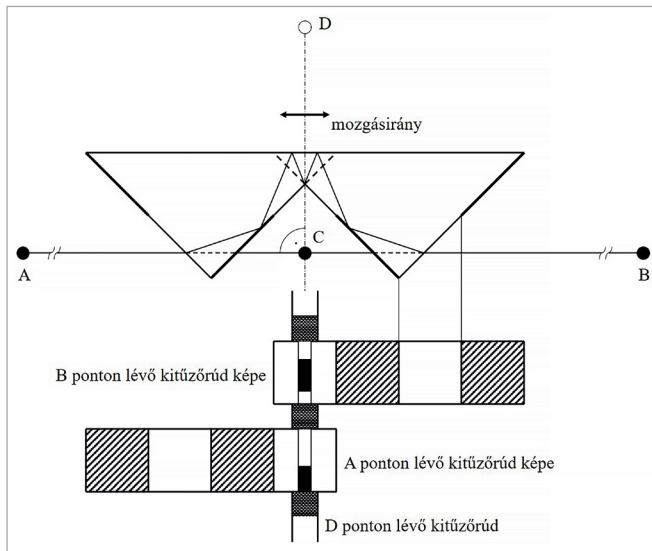
10.10. ábra: Egyenesbe állás (a szerző szerkesztése)

b) A derékszög kitűzésénél az A és B pontjával megadott egyenes adott C pontjában kitűzzük az AB egyenesre merőleges egyenest úgy, hogy ennek az egyenesnek egy D pontját megjelöljük (10.11. ábra).



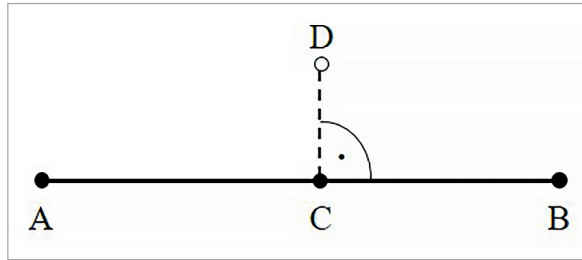
10.11. ábra: Derékszög kitűzése (a szerző szerkesztése)

A feladatot úgy hajtjuk végre, hogy az A és B pontokon felállítunk függőlegesen egy-egy kitűzőrudat, a C pontra ráállunk a szögprizmával, és a D pontjelzőt (kitűzőrudat) addig intjük jobbra-balra, amíg a D pontjel a ko incidenciában álló képekkel fedésbe nem kerül (10.12. ábra).



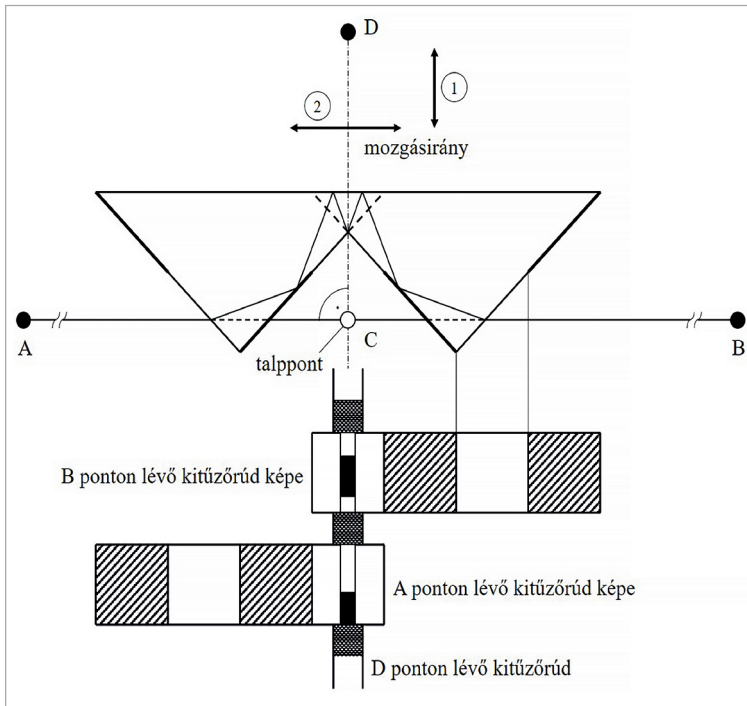
10.12. ábra: Derékszög kitűzése kettős szögprizmával (a szerző szerkesztése)

c) A talppontkeresésnél adva van A és B pontjával egy egyenes és az egyenesen kívül fekvő D pont. Feladat a C pont kitűzése, amely az AB egyenesen van és CD merőleges AB egyenesre (10.13. ábra).



10.13. ábra: Talppontkeresés (a szerző szerkesztése)

A feladatot két lépésben hajtjuk végre. Az A és B pontokon felállítunk függőlegesen egy-egy kitűzőrudat. Először a talppont feltételezett helyén a szögprizmával beállunk az egyenesbe úgy, hogy az egyenesre merőleges irányba mozgunk. Azután a ko incidenciahelyzetet fenntartva, azaz az egyenes mentén jobbra-balra mozogva megkeressük azt a helyzetet, amikor D pontjelző a ko incidenciában álló képekkel fedésbe kerül (10.14. ábra).



10.14. ábra: Talppontkeresés kettős szögprizmával (a szerző szerkesztése)

10.3. Adott vízszintes koordinátájú pontok kitűzése

10.3.1. Kitűzés derékszögű méretekkel

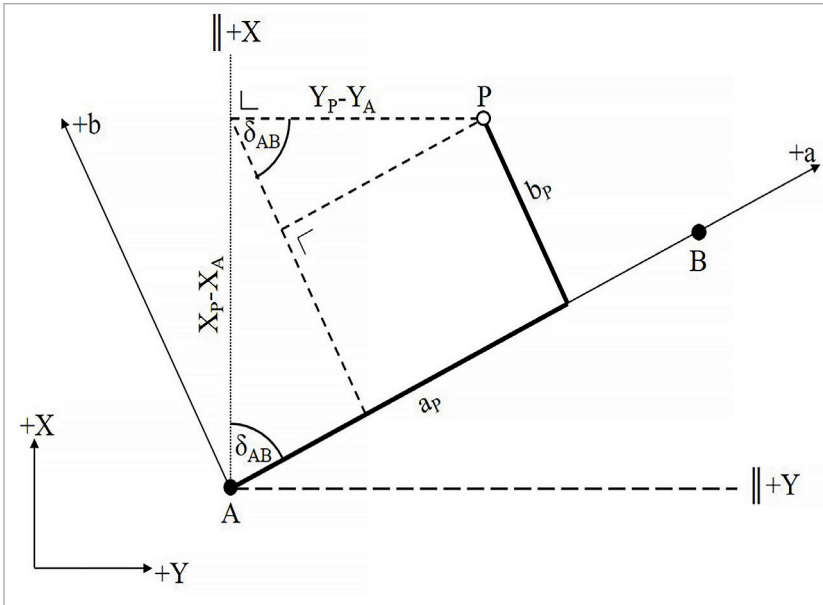
Klasszikus módszer esetén, ha ismerjük a kitűzendő pont koordinátáit, akkor a pont közelében lévő két alapponthez képest a pont helyét kijelölő két derékszögű méretet, az abszcisszát (az alappontok összekötő egyenesén az egyik alapponttól a kitűzendő pont talppontjáig mérendő távolságot) és az ordinátát (a kitűzendő pont és talppontja közötti távolságot) ki tudjuk számítani.

A 10.15. ábra alapján az a_p és b_p kitűzési méretek az ismert pontok (A, B, P) koordinátáiból kiszámíthatók:

$$a_p = (Y_p - Y_A) \cdot \sin \delta_{AB} + (X_p - X_A) \cdot \cos \delta_{AB}$$

$$b_p = (X_p - X_A) \cdot \sin \delta_{AB} - (Y_p - Y_A) \cdot \cos \delta_{AB}$$

A δ_{AB} irányszög értékét a második geodéziai alapfeladattal számítjuk.



10.15. ábra: Derékszögű kitűzési méretek (a szerző szerkesztése)

A gyakorlatban ugyanarra a kitűzési vonalra több pontot tűzünk ki, ezért egyszerre több pont kitűzési méreteit számítjuk. Ahhoz, hogy a számításunkat ellenőrizni lehessen, az összes pont kitűzési méreteit a pontot közvetlenül megelőző pont kitűzési méreteiből (a és b), valamint azok növekményeiből (Δa és Δb) számítjuk ki. Az i -edik pont kitűzési méretei:

$$a_i = a_{i-1} + \Delta Y_{i-1,i} \cdot \sin \delta_{AB} + \Delta X_{i-1,i} \cdot \cos \delta_{AB}$$

$$b_i = b_{i-1} + \Delta X_{i-1,i} \cdot \sin \delta_{AB} - \Delta Y_{i-1,i} \cdot \cos \delta_{AB}$$

Mindig A -ból B -be haladunk, azaz a számítást az A ponttal kezdjük, és a B ponttal fejezzük be. Az előkészítés ellenőrzése:

$$\Sigma \Delta Y = Y_B - Y_A$$

$$\Sigma \Delta X = X_B - X_A$$

Végül ellenőrzésül a B pont „kitűzési méreteit” is kiszámítjuk: $a_B = t_{AB}$ (értékét második geodéziai alapfeladattal számítjuk) és $b_B = 0$.

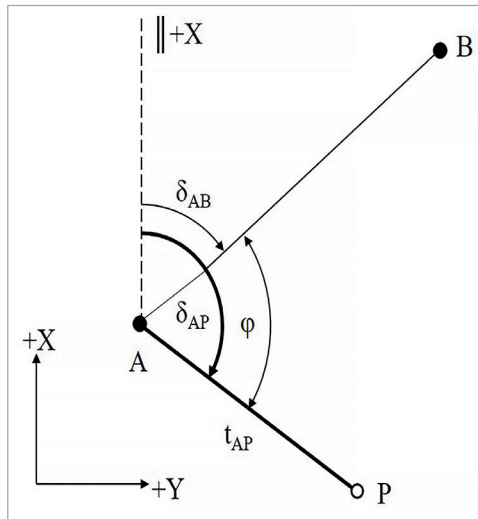
A kitűzés megkezdése előtt kitűzési vázlatot készítünk, amelyen szerepelnek a kitűzési vonalak, a kitűzendő pontok és azok kitűzési méretei. Feltüntetünk a vázlaton néhány – a kitűzendő pontok koordinátáiból számított – távolságot az ellenőrzéshez. Kitűzéskor ezeket hossz-méréssel ellenőrizzük.

Ha egy alapvonalhoz (AB szakasz) adottak a derékszögű méretek, akkor a mérőállomással helyi rendszerben dolgozunk. Ekkor a derékszögű méretek lesznek a helyi rendszerben a koordináták. A mérőállomások programjai támogatják ezt a mérési módszert (például a Leica műszerek tájékozási vonalhoz programmal).

10.3.2. Kitűzés poláris méretekkel

A mérőállomások megjelenésével elterjedt a poláris méretekkel való kitűzés.

A kitűzendő P pont koordinátáinak ismeretében a pont közelében lévő ismert koordinátájú A alapponthoz és az alappontból irányozható T tájékozó ponthoz képest a P pont helyzetét kijelölő α_P vízszintes szöveget és a t_{AP} vetületi távolságot számítani tudjuk. A szög csúcsa az A alappont, bal oldali szára a tájékozó irány, jobb oldali szögcsúcsa a kitűzendő pontra mutató irány, a távolság pedig az alappont és a kitűzendő pont távolsága (10.16. ábra).



10.16. ábra. Poláris kitűzési méretek (a szerző szerkesztése)

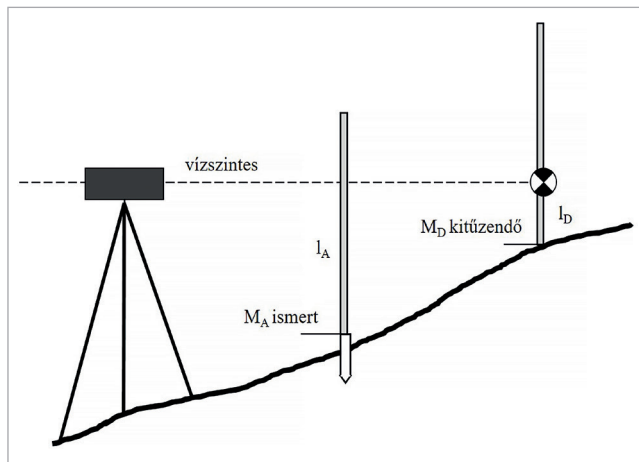
A kitűzést az alábbiak szerint hajtjuk végre:

- Először kiszámítjuk a kitűzési méreteket (δ_{AB} , δ_{AP} , t_{AP}) a második geodéziai alapeladattal az adottak (A , B , P) pontok koordinátáiból. A kitűzési méretek közül tehát a t_{AP} távolságot már kiszámítottuk, a kitűzendő szög $\varphi_P = \delta_{AP} - \delta_{AB}$. Mivel a koordinátákból vetületi távolság számítható, ezért ezeket redukálni kell a vízszintes távolságra.
- Összeállítjuk a kitűzési jegyzőkönyvet: az egy műszerálláspontról kitűzendő pontok pontszámát a szögek növekvő sorrendjében (a kitűzés gyorsításának érdekében) táblázatba foglaljuk.
- A kitűzés végrehajtásához általában mérőállomást használunk. A tájékozó pont megirányzása után a bal oldali szögzárhoz tartozó vízszintes körleolvasást nullázzuk, így egyszerű a kitűzendő szögekre forgatni az alhidádét. Korszerű mérőállomás esetén ez a lépés elhagyható, mivel a kitűzést támogató program kiírja az aktuális irány és a kitűzendő irány eltérését.
- A kitűzést úgy ellenőrizzük, hogy a kitűzött pontokat közvetlen összemérjük egymással és az alappontokkal. Egy másik lehetőség, ha a kitűzött pontokat ugyanarról, vagy egy másik álláspontról bemérjük.

10.3.3. Adott magasságú szintfelület és a terep metszévonalának kitűzése

Ennek a feladatnak a megoldását egy példán mutatjuk be:

Feladatunk egy völgyzárógát felvív felőli oldalán a legmagasabb duzzasztási szintnél a vízzel borított terület határvonalának kijelölése. A legmagasabb duzzasztási szint magassága adott (M_D), tehát egy ismert magasságú szintvonal pontjait kell a terepen megjelölni.



10.17. ábra: Ismert magasságú szintvonal pontjainak kitűzése (a szerző szerkesztése)

Első lépésként a kitűzendő magasság (legmagasabb duzzasztási szint magassága) közelében magassági alappontokat (a 10.17. ábra A jelű pontja) határozunk meg a megfelelő sűrűségben. Majd a szintezőműszert felállítva leolvasást hajtunk végre A pontra állított lécen (l_A), és kiszámítjuk a kitűzendő (M_D) magassághoz tartozó $l_D = l_A + (M_A - M_D)$ lécleolvasást. Ezt a lécleolvasást

a szintezőléchez rögzíthető tárcsával megjelöljük. A függőlegesen tartott lécet a terepen az esés-vonal mentén addig mozgatjuk – közben folyamatosan figyeljük a szintezőműszerrel –, ameddig a tárcsával megjelölt lécleolvasás a műszer horizontsíkjába nem kerül, ekkor a lécz talpánál megjelöljük a kítűzendő határvonal egy pontját.

Bibliográfia

1. Varga Antal. Geodézia I. Budapest: Nemzeti Tankönyvkiadó; 1990. 182 p.
2. Varga Antal. Geodézia II. Budapest: Nemzeti Tankönyvkiadó; 1992. 184 p.
3. Busics György: Műholdas helymeghatározás 6. Passzív GPS hálózatok, statikus technológiák. Nyugat-magyarországi Egyetem; 2010. 23 p. Elérhető: https://regi.tankonyvtar.hu/hu/tartalom/tamop425/0027_MHM6/ch01s03.html
4. Pálosi Imre: INGA hálózat [PPT-bemutató]. Székesfehérvár, 2018. Elérhető: <http://w20.gisopen.hu/eloadasok/2018/sz06.pdf>
5. Bíró Péter. Kozmikus geodéziai alapfogalmaink újragondolása. Geomatikai Közlemények V. kötet, Sopron, 2005. 5–12 p.
6. Kozmikus Geodéziai Observatórium [Internet]. Penc: Kozmikus Geodéziai Observatórium; [s. a.]. Elérhető: www.sgo-penc.hu/obszer.php
7. Mit kell tudni a traktornak és a traktorosnak a XXI. században? – RTK navigáció a mindennapokban. Permanens állomás hálózat [Kép az interneten]. Elérhető: <https://agraragazat.hu/hir/mit-kell-tudni-a-traktornak-es-a-traktorosnak-a-xxi-szazadban-rtk-navigacio-a-mindennapokban/>
8. Busics György: Műholdas helymeghatározás 7. Aktív GNSS hálózatok és szolgáltatásaik. Nyugat-magyarországi Egyetem; 2010. 25 p. Elérhető: https://regi.tankonyvtar.hu/hu/tartalom/tamop425/0027_MHM7/ch01s04.html
9. Ha minden centiméter számít. GNSSnet.hu, a 35 hazai és 19 külföldi referenciaállomásból álló földi kiegészítő hálózat [Kép az interneten]. Elérhető: <http://uj.lechnerkozpont.hu/cikk/ha-minden-centimeter-szamit>
10. Mérnöki létesítményekhez kapcsolódó geodéziai, térinformatikai tevékenységek összefoglalása [Internet]. Elérhető: <https://docplayer.hu/11360687-1-eloadas-mernoki-letesitmenyekhez-kapcsolodo-geodeziai-terinformatikai-tevekenysegek-osszefoglalasa.html>
11. Erda Kft., Közműnyilvántartás [Internet]. Elérhető: <https://erda.hu/hu/kozmunyilvantartas>
12. Talajradarral bővült a Leica Detection termékcsalád – Leica DS2000 [Internet]. Elérhető: <https://svajcipontosan.com/talajradarral-bovult-a-leica-detection-termekcsalad-leica-ds2000>
13. 3D talajradar [Internet]. Elérhető: www.talajvizsgalat.com/products/3d-talajradar-27.html
14. Mélykúti Gábor: Topográfia 4., Domborzattan I. Nyugat-magyarországi Egyetem; 2010. 17 p. Elérhetőség: https://regi.tankonyvtar.hu/hu/tartalom/tamop425/0027_TOP4/ch01s03.html

VÁKÁT OLDAL

Ajánlott irodalom

- 15/2013. (III. 11.) VM rendelet a térképészetért felelős miniszter felelősségi körébe tartozó állami alapadatok és térképi adatbázisok vonatkoztatási és vetületi rendszeréről, alapadat-tartalmáról, létrehozásának, felújításának, kezelésének és fenntartásának módjáról, és az állami átvétel rendjéről
- 324/2013. (VIII. 29.) Korm. rendelet az egységes elektronikus közműnyilvántartásról
- Ádám József, Bányai László, Borza Tibor, Busics György, Kenyeres Ambrus, Krauter András, Takács Bence. Műholdas helymeghatározás. Budapest: Műegyetemi Kiadó; 2004. 458 p.
- Ádám József, Rózsa Szabolcs, Takács Bence. GNSS elmélete és alkalmazása. Budapest: Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem; 2012. 156 p.
- Ágfalvi Mihály. Mérnökgeodéziai kiegészítő munkák. Nyugat-magyarországi Egyetem Geoinformatikai Kar; 2010. 29 p.
- BME [Internet]. Budapest, BME, [s. a.] Térbeli adatok gyűjtése. Elérhető: www.agt.bme.hu/tutor_h/ter-infor/t30.htm
- Busics György, Engler Péter, Guszlev Antal, Jancsó Tamás. Digitális adatgyűjtési technológiák. A földmérő, térképész és térinformatikai technikus szakképzések tankönyve, F-825. Budapest: FVM Vidékfejlesztési, Képzési és Szaktanácsadási Intézet; 2009. 207 p.
- Busics György. Műholdas helymeghatározás 1. A GNSS-ről általában. Nyugat-magyarországi Egyetem; 2010. 18 p.
- Busics György. Műholdas helymeghatározás 2. GNSS alapszisztemek. Nyugat-magyarországi Egyetem; 2010. 19 p.
- Busics György. Műholdas helymeghatározás 3. Matematikai modellek. Nyugat-magyarországi Egyetem; 2010. 36 p.
- Busics György. Műholdas helymeghatározás 4. GNSS transzformációs eljárások. Nyugat-magyarországi Egyetem; 2010. 17 p.
- Busics György. Műholdas helymeghatározás 5. RTK és más kinematikus technológiák. Nyugat-magyarországi Egyetem; 2010. 15 p.
- Csemniczky László, Czákó János, Égető Csaba. Közműnyilvántartás. Budapest: Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építőmérnöki Kar; 2008.
- Csepregi Szabolcs, Gyenes Róbert, Tarsoly Péter. Geodézia I. Székesfehérvár: 2013. 200 p.
- Csepregi Szabolcs. Geodéziai alapismeretek I–III. Székesfehérvár: SE-FFFK; 1977.
- Csepregi Szabolcs. Mérőállomások, elektronikus jegyzet. Budapest: NYME-GEO; 2005.
- Földváry Szabolcsné. Alaphálózatok II. Budapest: Tankönyvkiadó; 1989. 324 p.
- Globális helymeghatározás [Internet]. Budapest: Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Általános és Felsőgeodézia Tanszék; 2007. Elérhető: www.agt.bme.hu/tantargyak/bsc/bmeoafag09/BMEEOAFAG09_ea_01-14.pdf
- GNSS [Internet]. Budapest: GNSS Szolgáltató Központ; [s. a.]. [letöltve: 2018. 02. 27.]. Elérhető: www.gnssnet.hu
- Husti György, Ádám József, Bányai László, Borza Tibor, Busics György, Krauter András. Globális helymeghatározó rendszer. Sopron: Nyugat-magyarországi Egyetem; 2000. 146 p.
- Krauter András. Geodézia. Budapest: Műegyetemi Kiadó; 2002. 514 p.
- Krauter András. Óravázlatok a Geodézia I. tantárgy előadásaihoz [Internet]. Elérhető: <https://edu.epito.bme.hu/local/coursepublicity/mod/resource/view.php?id=7508>
- Krauter András. Óravázlatok a Geodézia II. tantárgyhoz [Internet]. Elérhető: http://volgyesi.hotserver.hu/geod/geod2/ea_01-07.pd

- Matek.com [Internet]. Lineáris interpoláció számítás. Elérhető: <http://matek.com/aranyok/linearis-interpolacio>
- Németh Gyula, Busics György. Alappontmeghatározás. Székesfehérvár: EFE FFFK; 1993. 170 p.
- Sárdy Andor. Geodéziai alapismeretek I–II. Budapest: Tankönyvkiadó; 1988. 1214 p.
- Takács Bence: Geodézia építészeknek jegyzet. Budapest: Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Általános- és Felsőgeodézia Tanszék. Elérhető <https://edu.epito.bme.hu/local/coursepublicity/mod/book/view.php?id=46741&chapterid=15>
- Tarsoly Péter. Geodézia II. Nyugat-magyarországi Egyetem Geoinformatikai Kar Geodézia Tanszék; 2013. 169 p.
- Tarsoly Péter: Geodézia 14. MÉRŐÁLLOMÁSOK. Nyugat-magyarországi Egyetem; 2010. 33 p.
- Varga Antal. Geodimeter. Baja: [s. n.]; 1998. 160 p.

A *Geodéziai alapismeretek II.* tankönyv célja, hogy a *Geodéziai alapismeretek I.* tankönyvben foglaltakat tovább bővítse a „vizes” mérnökök számára szükséges és nélkülözhetetlen ismeretekkel.

Ebben a tankönyvben megismerkedünk a hazai alapponthálózatokkal, a hagyományos alappontsűrítési módszerekkel és a műholdas helymeghatározás alapjaival, valamint a mérőállomásokkal. Bemutatjuk a vízügyi szakmában elengedhetetlen vízi vonalas létesítmények állapotfelmérését, a közműfelméréseket, terep- és mederfelvételeket, valamint a különböző kitűzési módszereket. Megismerkedünk a felmérésekhez használatos eszközökkel és módszerekkel, illetve számításokkal, megjelenítési formákkal.