

Vello Kala, Sander Varbla,
Mairolt Kakko, Artu Ellmann

EHITUS- GEODEESIA



**TALLINNA
TEHNIKAÜLIKOOL**

TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
Ehituse ja Arhitektuuri Instituut
Teedehituse ja geodeesia uurimisrühm

**Vello Kala, Sander Varbla,
Mairolt Kakko, Artu Ellmann**

EHITUSGEODEESIA

Tallinn 2025

Õpiku väljaandmist on toetatud
Haridus- ja Teadusministeeriumi programmist
„Eestikeelsete kõrgkooliõpikute loomise toetamise põhimõtted 2018–2027“.

Projekti vastutav täitja ja grandihoidja: Artu Ellmann.



HARIDUS- JA
TEADUSMINISTEERIUM



Autorid: Vello Kala, Sander Varbla, Mairolt Kakko, Artu Ellmann

Koostaja: Artu Ellmann

Jooniste kujundajad on autorid, teiste tehtud jooniste ja fotode autorid on toodud selgituses

Retsensendid: dr Aive Liibusk, ins Jaan Kallandi

Keeletoimetaja: Eva Saul

Küljendaja: Tiia Eikholm

Kaanepilt: Tallinna Tehnikaülikooli ehituse ja arhitektuuri instituudi prof Raido Puusti
droomifoto Ehituse Mäemaja ehitusest 2020. aastal

Autoriõigus: autorid, 2025

ISBN 978-9916-80-346-2

DOI <https://doi.org/10.23658/dy4b-gq54>

Saateks

See õppematerjal on mõeldud eeskätt Tallinna Tehnikaülikooli ehitusgeodeesia eriala magistriõppe üliõpilastele, kuid võib olla kasulik ka teiste geodeesiaga seotud erialade üliõpilastele, sealhulgas tulevastele ehitusinseneridele. Viimastel küll oleks tarvis rohkem teha iseseisvat tööd, tutvumaks geodeetiliste tööde tehnoloogiaga ehitusel, sest ehitusobjekti juhi ja geodeedi koostööst oleneb suurel määral üks tähtsaimaid ehituse kvaliteedi näitajaid – ehituse geomeetriline täpsus.

Õpiku kasutamine eeldab lugejalt eelteadmisi nn tavageodeesia põhimõistetest ja -seostest, geodeetiliste mõõtmiste (näiteks topograafilise mõõdistamise) ning andmetöötluse põhimõtetest, mis lihtsustavad oluliselt õpiku teksti mõistmist ja seoste loomist. Teemasid aitavad paremini mõista ka teadmised ehitustehnoloogiast.

Õpiku struktuuri aluseks oli algselt V. Kala 2008. aastal avaldatud ja Tallinna Tehnikaülikooli geodeesiaüliõpilastele suunitletud õpik „Ehitusgeodeesia“, kuid seda on suuresti ajakohastatud, täiendatud ja mõnes osas ka kärbitud, arvestades vahepealset tehnika arengut. Siinne kõrgkooliõpik koondab endasse varasemate aastate õpetamiskogemuse, kajastades ajaproovile vastu pidanud materjali ja tänapäevast arengut selles väga kiiresti arenevas tehnoloogiavallas. Õpikus kasutatud fotode, tootenäidiste ja jooniste allikad on viidatud illustratsiooni selgituses või joonealuses, ilma allikaviiteta illustreeriv materjal on õpiku autorite koostatud.

Autorid on väga tänulikud retsensentidele dr A. Liibuskile ja insener J. Kallandile rohkete paranduste, täienduste ja soovitude eest.

Õpik on koostatud ning välja antud Haridus- ja Teadusministeeriumi programmi „Eestikeelsete kõrgkooliõpikute loomise toetamise põhimõtted 2018–2027“ toel.

Autorid

Õpiku autorid on Tallinna Tehnikaülikoolis ehitusgeodeesia valdkonna õppeaineid õpetanud ja vastavaid õppematerjale loonud.

Vello Kala (snd 1935), Tallinna Tehnikaülikooli emeriteerunud lektor. Lõpetanud 1954. aastal Tallinna Mäetehnikumi mäetehnikuna, 1974. aastal Moskva Geodeesia, Kartograafia ja Aerofoto inseneride Instituudi (MIIGAik, praegune Moskva Riiklik Geodeesia ja Kartograafia Ülikool) geodeesiainsenerina ja 1997. aastal Tallinna Tehnikaülikooli tehnikateaduste magistrina (ehitusgeodeesia).

On pikka aega töötanud ehitusel, sh oli 1962–1971 Tallinna Ehitustrusti juhtiv spetsialist geodeesia alal, 1972–1973 TUPRI Silikaatbetoon generaalplaani osakonna grupijuht, 1974–1988 Ehituse Organiseerimise Trusti peageodeet, täites 1976–1988 ENSV Ehitusministeeriumi geodeesia teenistuse põhimääruse ametkondliku standardi OC.PD 66 32.015-85 kohaselt ühtlasi ENSV Ehitusministeeriumi peageodeedi kohuseid (Ehitusministeeriumi allasutuste geodeesia teenistuste juhendamine ja järelevalve), pärast ENSV Riikliku Ehituskomitee restruktureerimist täitis seal ehitusgeodeesia peaspetsialisti kohustusi.

Aastatel 1989–1993 oli pärast Riikliku Ehituskomitee likvideerimist ja Ehituse Organiseerimise trusti ümbernimetamist Ehituse Projekteerimise ja Tehnoloogia Instituudiks selle organisatsiooni peageodeet. Eesti Geodeetide Ühingu auliige.

1994. aastast töötas Tallinna Tehnikaülikoolis erakorralise lektorina, aastail 1998–2012 korralise lektorina ja edasi kuni 2020. aastani erakorralise lektorina, andes loenguid ja praktikume peale ehitusgeodeesia ka teistes geodeesia ainetes. On juhendanud arvukalt ehitusgeodeesia magistritöid. Peamine uurimisvaldkond on ehitusgeodeesia.

Paljude õpikute (sh „Vesiehitised. Ehitusuuringute alused“, „Ehitusgeodeesia“, „Geodeetiliste mõõtmiste andmetöötluse teooria“, „Kõrgem Geodeesia“) ja juhendmaterjalide autor. On koostanud ka sõjatopograafia õpiku Eesti Riigikaitse Akadeemiale. On avaldanud ligi 30 artiklit nii retsenseeritavates kui ka mitteretsenseeritavates geodeesiaajakirjades ja omab pikaajalist õppekirjanduse koostamise kogemust (10 brošüürlaadset väljaannet õppekirjandust ja metoodilisi juhendeid). Kokku avaldanud üle 50 trükise.

Sander Varbla (snd 1995) on lõpetanud Tallinna Tehnikaülikooli 2019. aastal geodeesiaeriala magistrina. PhD kaitses 2023. aastal samuti Tallinna Tehnikaülikoolis. On viinud samas läbi geodeesia eriala õpet alates 2016. aastast, sh ehitusgeodeesia õpet lektorina alates 2023. aastast. Alates 2025. aasta aprillist on järel doktorantuuris

Müncheni Tehnikaülikoolis. Peamised teadustöö valdkonnad on olnud seotud geoidi regionaalmudelite arvutuste ja insenerigeodeesiaga. Viimase fookuses on massandmekorje meetodid ja nende rakendused, neil teemadel on viinud läbi ka täiendkoolitusi tegevgeodeetidele. Tegevliige rahvusvahelistes töögruppides (Põhjamaade Geodeesiakomisjon – NKG, Läänemere Hüdrograafiakomisjon – BSHC, Euroopa referentsraamistike töögrupp – EUREF), kus põhiliseks täidetavaks ülesandeks on geoidipõhiste kõrgusmodelite arendamine. On juhendanud magistritöid ja avaldanud arvukalt publikatsioone.

Mairolt Kakko (snd 1968) on lõpetanud Tallinna Tehnikaülikooli 1993. aastal ehitusinsenerina (MSc) erialal autoteed, geodeesia süvaõppega. Juhib tegevjuhina ehitusuuringute ettevõtet Inseneribüroo REIB OÜ, töötab ettevõttes selle asutamisest 1995. aastal. Eesti Geodeetide Ühingu (EGÜ) juhatuse liige 2018–2024 (esimees 2020–2024). On juhtinud EGÜ töörühma MKM määruse „Topo-geodeetilisele uuringule ja teostusmõõdistamisele esitatavad nõuded“ kahe redaktsiooni koostamisel. Geomaatika kutsekomisjoni esimees 2016–2020, edasi kutsekomisjoni liige ja hindamiskomisjonide juht, Euroopa Geodeetide Ühenduse (CLGE) aseesimees 2014–2020. Tallinna Tehnikaülikooli koosseisuväline õppejõud aastast 2004.

Artu Ellmann (snd 1968) on lõpetanud Moskva Riikliku Geodeesia ja Kartograafia Ülikooli (end MIIGAiK) 1993. aastal geodeesiainsenerina (*cum laude*). 1993–2000 töötas Riiklikus Ehitusuuringute Instituudis ja Maa-ametis, esmalt tegeledes riiklike geodeetiliste võrkude rajamise ning seejärel nende tööde järelevalvega. PhD kraadi füüsikalise geodeesia alal kaitses 2004. aastal Stockholmis Kuninglikus Tehnikaülikoolis (KTH). Aastatel 2004–2006 oli teadur Kanadas New Brunswicki ülikoolis. Alates 2006. aastast on geodeesiaprofessor Tallinna Tehnikaülikoolis, kus õpetab geodeesia õppeaineid.

Töötas Maa-ameti peadirektori asetäitjana (geomaatika valdkond) 2017–2024. Praegu on ta Tallinna Tehnikaülikooli Ehituse ja Arhitektuuri Instituudi teede-ehituse ja geodeesia uurimisrühma juht. Ta on ka Eesti esindaja Rahvusvahelises Geodeesia Liidus (IAG) (al 2007), Põhjamaade geodeesiakomisjoni (NKG) presiidiumis (al 2018) ja Euroopa ruumiandmete organisatsioonis EuroSDR (2019–2025).

Tema peamised uurimisvaldkonnad on seotud geoidi regionaalmudelite arvutuste, riiklike geodeetiliste põhivõrkude ja insenerigeodeesia eripalgeliste teemadega. On avaldanud üle 300 teadus- ja populaarteadusliku publikatsiooni, sh kõrgkooliõpikuid. Autorite kollektiivi koosseisus 2025 a riiklikule teaduspreemiale Tehnika ja tehnoloogia valdkonnas Tallinna Tehnikaülikooli poolt nomineeritud kandidaat.

Sisukord

Lühendite tähendused.....	10
Jooniste loetelu	12
Tabelite loetelu	21
Ehitusgeodeesia ajalugu maailmas ja Eestis.....	23
 I OSA: Alusteadmised	32
1. Ehitusgeodeesia põhimõisted ja alusdokumendid.....	32
2. Ehitusplatsi märkimisaluse kavandamine ja täpsushinnangud	41
2.1. Tugivõrgu täpsust mõjutavad tegurid	45
2.1.1. Riiklik või kohalik geodeetiline võrk ehituskoordinaatide süsteemi asemel	46
2.1.2. Helmerti 2D-transformeerimine	51
2.1.3. Laterangulatsiooni geodeetilise nelinurga täpsus	53
2.1.4. Laterangulatsiooni tsentraalsüsteemi täpsus	58
2.2. Suurte ehituspiirkondade koordinaatide süsteemid.....	61
2.2.1. Lamberti kahe lõikeparalleeliga kooniline konformne projektsioon ..	61
2.2.2. Mercatori põikprojektsioon	63
2.3. Joonelis-nurgalise vastulõike täpsus	65
2.3.1. Joonelis-nurgalise vastulõike täpsushinnangu määramine	66
2.4. Analüütiliste täpsushinnangute määramine mõõdistustööle.....	80
2.5. Võrdtäpsete kaksikmõõtmiste meetod.....	85
3. Tänapäevane ehitusgeodeetiline instrumentarium	88
3.1. Automatiseeritud elektrontahhümeetrid	89
3.2. Laserjälgimissüsteemid	93
3.3. Staatilised laserskannerid	94
3.4. Mobiilsed laserskannerid.....	97
3.5. Mehitamata õhusõidukid ehk droonid.....	100
 II OSA: Ehitusgeodeetilised tööd nulltsükli ajal	103
4. Vertikaalplaneerimine	103
4.1. Vertikaalplaneerimise projekteerimise alused	103
4.2. Vertikaalplaneerimise märkimistööd.....	107
4.3. Mullatööde mahtude määramine	109
5. Tehnovõrkude mõõdistamine	112
5.1. Tehnovõrkude liigitus.....	112
5.1.1. Veevarustus	112
5.1.2. Drenaaž.....	116

5.1.3. Kanalisatsioon	119
5.1.4. Kaugküte ja kaugjahutus.....	122
5.1.5. Gaas	125
5.1.6. Eritorustikud	128
5.1.7. Kaabelliinid	129
5.1.8. Kollektorid ja tunnelid.....	131
5.2. Maa-aluste tehnovõrkude märkimistööd	132
5.3. Maa-aluste tehnovõrkude teostusmõõdistamine	135
6. Vundamentide mõõdistamine.....	147
6.1. Vundamendikaeviku rajamine	147
6.2. Märktara	149
6.3. Rostvärgi vaiade paigaldamine	151
6.4. Monoliitsete vundamentide märkimistööd.....	155
6.5. Monteeritavate vundamentide märkimine.....	159
6.6. Vundamentide teostusmõõdistamine.....	160
6.7. Telgede märkimine vundamentidele.....	165
III OSA: Ehitusgeodeetilised tööd ühekorruseliste tööstus- ja laohoonete ehitusel.....	168
7. Ühekorruseliste tööstus- ja laohoonete konstruktsioon.....	168
7.1. Ehitusgeodeetiliste tööde ülevaade	170
8. Raudbetoonpostide montaaž	173
8.1. Mõõdistusmeetodid.....	174
8.2. Postide rihtimine	177
8.3. Hoonesisese märkimisaluse rajamine.....	181
8.4. Postide teostusmõõdistamine	182
9. Teraspostide ja teiste teraskonstruktsioonide montaaž.....	188
9.1. Teraskonstruktsioonide teostusmõõdistamine	189
9.2. Pöörlevate seadmete teostusmõõdistamine	191
10. Kraanateede montaaž	195
10.1. Sildkraanateede montaaž.....	197
10.1.1. Kraanatalade märkimine	199
10.1.2. Kraanatalade teostusmõõdistamine ja kraanarööbaste märkimine	201
10.1.3. Kraanarööbaste teostusmõõdistamine.....	202
10.2. Rippkraanateede montaaž	204
10.2.1. Kraanatalade märkimine	205
10.2.2. Kraanatalade teostusmõõdistamine.....	205
10.3. Kraanatee telgede optimeerimine.....	206

IV OSA: Ehitusgeodeetilised tööd mitmekorruseliste hoonete ehitusel.....	211
11. Märkimisaluse projitseerimine tööde horisondile	211
11.1. Joonelis-nurgaline vastulõige	211
11.2. Vertikaalviseerimine	214
11.3. Polaar- ja laterangulatsiooni meetod	217
12. Karkasshoonete rajamine	221
12.1. Monteeritavad karkasshooned.....	223
12.1.1. Postide rihtimine ja märkimistööd monteeritava karkasshoone ehitusel.....	224
12.1.2. Teostusmöödistamine monteeritava karkasshoone ehitusel.....	227
12.2. Monoliitsed karkasshooned.....	230
12.2.1. Märkimistööd monoliitse karkasshoone ehitusel.....	231
12.2.2. Teostusmöödistamine monoliitse karkasshoone ehitusel.....	233
13. Suurpaneelhoonete rajamine	235
13.1. Märkimistööd ja teostusmöödistamine suurpaneelhoone ehitusel	236
14. Kivihoonete rajamine.....	240
15. Liftišahtide rajamine	245
15.1. Liftišahtide teostusmöödistamine.....	247
V OSA: Tornitüüpi ehitiste ehitusgeodeetiliste tööde eripärad	250
16. Tornitüüpi ehitised ja nende rajamist mõjutavad tegurid.....	250
16.1. Temperatuurimuutuste mõju.....	251
16.2. Päikesekiirguse ja tuule mõju.....	254
16.3. Vajumise mõju.....	259
17. Tornitüüpi ehitiste rajamine liugraketisega	264
VI OSA: Deformatsioonide uuringud.....	269
18. Põhimõisted.....	269
19. Deformatsioonide uuringute meetodika.....	274
19.1. Täpsusnõuded.....	275
19.2. Vajumisvaatlused.....	279
19.2.1. Lähtereeperite püsivuse hindamine	289
19.2.2. Alternatiivsed meetodid vajumite määramiseks	292
19.3. Nihete ja lihete vaatlused	296
19.3.1. Alternatiivsed meetodid nihete ja lihete määramiseks.....	301
19.4. Kallete ja kreenide vaatlused.....	304
19.5. Pragude vaatlused.....	308
VII OSA: Massandmekorje meetodid	315
20. Ehitusinfo modelleerimise (BIM) sisendandmed.....	315
21. Staatilise laserskaneerimise põhimõtted	320

21.1. Mõõdistustöö eripärad.....	320
21.2. Osapilvede kokku registreerimine.....	325
22. Droonipõhise fotogramm-meetria põhimõtted.....	329
22.1. Kaamera kalibreerimine	330
22.2. Maapealsete kontrollpunktide olulisus.....	334
22.3. Soovitused droonimõõdistuse parameetrite valikuks	337
22.4. Muud fotogramm-meetrilise modelleerimise täpsust mõjutavad tegurid	340
VIII OSA: Tööohutus	345
23.1. Riskianalüüsi alused.....	345
23.2. Tööohutuse reeglid.....	346
23.3. Ehitusplatsi juhtkonna kohustused ehitusplatsi organiseerimisel.....	347
23.4. Tööohutus mullatööde piirkonnas ning tehnovõrkude mõõdistamisel ja rajamisel	348
23.5. Tööohutus hoonete rajamisel.....	349
23.6. Tööohutus automagistraalidel ja raudteedel.....	349
Lõppsõna	350
Viidatud kirjandus	351

Lühendite tähendused

2D – kahemõõtmeline (st tasapinnaline)

3D – kolmemõõtmeline (st ruumiline)

AISC – American Institute of Steel Construction (Ameerika Terasehitiste Instituut)

ARTIS – *advanced rail track inspection system* (kõrgtäpne rööbastee kontrollsüsteem)

BIM – *building information modeling* (ehitusinfo modelleerimine)

CCR – automaatselt suunatav reflektor

CPU – *central processing unit* (keskprotsessor)

DIN – Deutsches Institut für Normung (Saksamaa standardiorganisatsioon ja vastavate standardite tähistus)

EPN-ENV – Eesti projekteerimismid

EVS-EN – Eesti Vabariigi standard, kus EN tähistab ühtlasi Euroopa standardit

GNSS – *global navigation satellite system* (ülemaailmne satelliitnavigatsioonisüsteem)

ГОСТ (GOST) – Nõukogude Liidu ja tänapäeva Venemaa riiklik standard

IMU – *inertial measurement unit* (inertsiaalne mõõtmismoodul)

ISO – International Organization for Standardization (rahvusvaheline standardiorganisatsioon ja vastavate standardite tähistus)

LED – *light-emitting diode* (valgusdiod)

LOA – *level of accuracy* (USA Ehitiste Dokumenteerimise Instituudi välja töötatud täpsusklassid)

MTM – majandus- ja taristuminister

ppm – *parts per million* (miljondikosa)

RTK – *real-time kinematic* (reaalaja kinemaatiline GNSS-mõõdistamine)

RYL – *rakentamisen yleiset laatuvaatimukset* (ehitustegevuse üldised kvaliteedinõuded Soomes)

SL – *static load* (staatiline koormis)

SLAM – *simultaneous localization and mapping* (samaaegne kohamäärang ja mõõdistamine)

CHиП (SNIП) – Nõukogude Liidu aegsed ehitusnormid ja eeskirjad, mis osaliselt kehtivad ka tänapäeva Venemaal

SOFO – *surveillance d’ouvrages par fibres optiques* (füberoptilised deformatsioonisensorid)

СП (SP) – tänapäeva Venemaa ehitusnormid ja eeskirjad

TLS – *terrestrial laser scanning* (maapealne laserskaneerimine, aga ka laserskanner)

TRK – elektrontahhümeetrite pidevmõõtmise režiim

TUPRI – Teadusliku Uurimise ja Projekteerimise Riiklik Instituut

USIDB – US Institute of Building Documentation (USA ehitiste dokumenteerimise instituut)

VK – vesi ja kanalisatsioon

VTOL – *vertical take-off and landing* (drooni vertikaalse stardi ja maandumise tehnoloogia)

Jooniste loetelu

Joonis 1. Muistse Egiptuse maamõõtjad põllul töötamas (vt ülemist paneeli). Joonistus (u 1400–1352 eKr) pärineb Menna hauakambrist.	23
Joonis 2. Mõõduritv (u 1336–1327 eKr).....	24
Joonis 3. Rooma riigis kasutatud lood ehk <i>libella</i> (vasakul üleval), otse- ja rist-suuna märkimise instrument ehk <i>groma</i> (vasakul all) ning nivelleerimisinstrument ehk <i>chorobates</i> (paremal).	25
Joonis 4. Mõõdistused mensulilauaga Esimese maailmasõja ajal Prantsusmaal (u 1918).	26
Joonis 5. Esimene Ramsdeni kolmest suurest teodoliidist.....	27
Joonis 6. Valguskaugusmõõtur Geodimeter NASM-1.	28
Joonis 2.1. Üksiku hoone ehitusplatsi (pruun) märkimisaluse näitlik skeem.	43
Joonis 2.2. Tugivõrgu sidumine riikliku (aga analoogiliselt ka kohaliku) geodeetilise võrguga.....	46
Joonis 2.3. Helmerti 2D transformeerimise näitlik skeem.....	52
Joonis 2.4. Transformeeritud tugivõrgu sidumine riikliku (aga analoogselt ka kohaliku) geodeetilise võrguga.....	53
Joonis 2.5. Laterangulatsiooni geodeetiline nelinurk tugivõrguna.	54
Joonis 2.6. Laterangulatsiooni tsentraalsüsteem tugivõrguna.....	59
Joonis 2.7. Ehituspiirkonda (horisontaalsete kriipsjoonte vahel) haarava Lamberti kahe lõikeparalleeliga koonilise konformse projektsiooni paigutus.	62
Joonis 2.8. Joonelis-nurgalise vastulõike seisupunkt (S) ja lähtepunktid (A2, A6, A7, A8 ja A10) ning eri lähtepunktide kombinatsiooniga loodud vastulõigete usaldatavuse 99% tõenäosuse veaellipsid.....	67
Joonis 2.9. Joonemõõtmise (vasakul; redutseeritud horisontaalpinnale) ja horisontaalnurga (paremal) parameetriliste tingimusvõrrandite liikmed graafiliselt kujutatuna.	70
Joonis 3.1. Leica GMP111 mini-ringprisma (vasakul), Leica GRZ4 360° prisma (keskel) ja Trimble MT1000 360° aktiivprisma (paremal).....	90
Joonis 3.2. Ehitusprisma hoidja	91

Joonis 3.3. Integreeritud mõõtmised robottahhümeetriale kinnitatud GNSS vastuvõtjaga või prismaga.	92
Joonis 3.4. Leica Hexagon laserjälgimissüsteemi reflektor (vasakul) ja reflektori-hoidja (paremal).....	93
Joonis 3.5. Laserjälgimissüsteem Leica Absolute Tracker AT960.....	94
Joonis 3.6. Terrestilise laserskaneerimise seade (faasinihke-tüüpi skanner Leica RTC360).	95
Joonis 3.7. Moduleeritud referentsimpulsi (sinine) ja mõõdistatavalt pinnalt tagasi peegeldunud impulsi (punane) vaheline faasinihe.	96
Joonis 3.8. Samaaegse kohamäärangu ja mõõdistamise GeoSLAM ZEB Revo RT käsiskanner ning selle kasutamine kaevanduses.	98
Joonis 3.9. Seljas kantav NavVis VLX 2 mobiilne laserskaneerimissüsteem.	99
Joonis 3.10. DJI Phantom 4 Pro kopteritüüpi droon.	100
Joonis 3.11. Droonid.	101
Joonis 4.1. Vertikaalplaneerimise joonis.....	104
Joonis 4.2. Tee projekthorisontaalide moodustamine.	105
Joonis 4.3. Voolunõva noolekujulised (A) ja trapetsilaadsed projekthorisontaalid (B).....	106
Joonis 4.4. Vertikaalplaneerimise märkimine vaiadega.	107
Joonis 4.5. Märkimisrobot.	108
Joonis 4.6. Buldooseri töö juhtimine robottahhümeetriga.	109
Joonis 4.7. Droonipõhise fotogramm-meetria abil määratud projekteeritud mullatööd.....	110
Joonis 5.1. Tüüpiline veetorustiku sõlm koos sulgeseadmetega haruliinidel.	113
Joonis 5.2. Veetorustiku sõlm hüdrandiga, maapealne ja maa-alune.	114
Joonis 5.3. Veetorustiku hargmik läbimõõdu, kõrguse ja sihi muutusega (pealtvaade).	115
Joonis 5.4. Veetorustiku sulgeseade kaevus (peatorustik mattunud) ja maapealne hüdrant.....	115
Joonis 5.5. Veetorustiku kaev veemõõtjaga.	116
Joonis 5.6. Vundamendi drenaaž, kaitstud geotekstiiliga.	117
Joonis 5.7. Nõukogudeaegne drenaažisüsteem, selle kaev.	117
Joonis 5.8. Drenaažikaev hoone lähedal.	118

Joonis 5.9. Drenaažikaev, kus sisenev toru on märksa kõrgemal läbivast.	118
Joonis 5.10. Drenaažitoru.	119
Joonis 5.11. Maa-aluse kanalisatsioonipumpla aksonomeetria.	120
Joonis 5.12. Kanali alt läbi minev düüker.	121
Joonis 5.13. Plastist reoveekanaliseerimise kaev.	121
Joonis 5.14. Sademeveekanaliseerimise kaev.	122
Joonis 5.15. Nõukogudeaegse kaugküttevõrgu mitteläbitavate ja poolläbitavate kanalite lõiked ja drenaaž (a) ning U-kompensaator (b).	123
Joonis 5.16. Nõukogudeaegse kaugküttetorustiku kambri sisu.	124
Joonis 5.17. Tänapäevane kaugküttetorustiku kaev.	124
Joonis 5.18. Kaugküttetorustiku renoveerimine.	125
Joonis 5.19. Nõukogude ajast pärit gaasitorustiku kaev sulgeseadmega.	126
Joonis 5.20. Gaasitorustiku ühenduskoht.	127
Joonis 5.21. Näide gaasitorustiku sõlme joonisest tänapäevase teostusjoonisest detailsuses.	127
Joonis 5.22. Näide gaasitorude ja lisaseadmete asetusest kaeviku ristlõikes.	128
Joonis 5.23. Keerulise konfiguratsiooniga ventilatsioonitorustik.	128
Joonis 5.24. Elektri kanalisatsioonikaev.	129
Joonis 5.25. Tüüpilise pikliku konfiguratsiooniga sidekaev sidekanalisatsiooni kahe toruga pakist koosneval torustikul.	130
Joonis 5.26. Sidekanalisatsioonikaevu sageli esinev sisu.	130
Joonis 5.27. Kaabli jätkumuhv.	131
Joonis 5.28. Ekskavaatori töö juhtimine RTK-GNSS abil.	134
Joonis 5.29. Torulaseri kasutamine toru paigaldamiseks.	134
Joonis 5.30. Vee- ja kanalisatsioonitorustiku teostusjoonis.	137
Joonis 5.31. Välisustike kõrguste mõõtmise kohad.	138
Joonis 5.32. Toru läbimõõdud.	138
Joonis 5.33. Kanalisatsioonikaevu põhja ja torude mõõtmise abivahendid.	139
Joonis 5.34. Fragment kaugküttetorustiku teostusjoonisest.	140
Joonis 5.35. Fragment kaugküttetorustiku signaaltraatide skeemist.	141

Joonis 5.36. Fragment kaugküttetorustiku keevisliidete skeemist koos frag- mendiga koordinaatide tabelis.	141
Joonis 5.37. Kaugküttetorustiku pikiprofiil.	142
Joonis 5.38. Gaasitrassi teostusjoonis: fragment asendiplaanist.	143
Joonis 5.39. Gaasitrassi pikiprofiil.	144
Joonis 5.40. Georadar GSSI UtilityScan Pro (vasakul) ning kaabli- ja toruotsija Amprobe AT-3500 (paremal).	145
Joonis 6.1. Vundamendi väljamärgimise näidisskeem.	148
Joonis 6.2. Järsule nõlvale rajatud vundamendikaevik.	148
Joonis 6.3. Astmeline märgtara kaldmaastikul (a) ja kaldtoega kindlustatud märgtara (b).	150
Joonis 6.4. Nurgaseksioonidest märgtara.	150
Joonis 6.5. Rammitud vaiade lausvälja näiteid.	152
Joonis 6.6. Vaiavälja teostusjoonis.	154
Joonis 6.7. Vundamendi rajamine märgtara telje- ja servatraatidelt riputatud ripploodide abil.	157
Joonis 6.8. Raketise rajamine koordineeritud toevaiade abil.	157
Joonis 6.9. Kannvundamendi (A) ja alusplaadi ning kannvundamendi (B) asu- kohtade märkimine.	159
Joonis 6.10. Kahest suunast paigaldusjoonte järgi paika rihitud vundamendi- elemendi (sinine kontuur) võimalik jääkpööre.	160
Joonis 6.11. Kõrgusliku joon- (1) ja klots- või segumajaka märkimine (2) geo- meetrilise nivelleerimisega.	162
Joonis 6.12. Lintvundamendi teostusjoonis.	163
Joonis 6.13. Kannvundamendi teostusjoonis.	164
Joonis 6.14. Ankrupoltide asendite teostusjoonis.	164
Joonis 6.15. Lintvundamendile hariliku pliatsiga märgitud müüritise nurga- punktid.	165
Joonis 6.16. Märkimistööde akti näidis.	166
Joonis 7.1. Tööstushoone löövi vaade.	169
Joonis 7.2. Tugifermidele toetuvad katuslae talad.	169
Joonis 8.1. Mõõdistusgeomeetriaist tulenevad veakomponendid.	175

Joonis 8.2. Faasitud servadega posti geomeetrilise telje määramine nurgikuga...	178
Joonis 8.3. Ühtlase põiklõikega posti rihtimine kahel ristuva teljel asuva teodo- liidi abil.....	179
Joonis 8.4. Muutuva ristlõikega postide rihtimine elektrontahhümeetriga.	180
Joonis 8.5. Hoonesisese märkimisaluse (punased punktid postidel, mis on ruudukujulised) rajamine joonelis-nurgalise vastulõikega (pealtvaade).....	181
Joonis 8.6. Posti alumise lõike teostusmöödistamine prisma rakisega.	182
Joonis 8.7. Muutuva ristlõikega postide teostusmöödistamine nihkemeetodil.	183
Joonis 8.8. Ümara ristlõikega posti tsentri <i>C</i> asukoha määramine elektrontahhü- meetriga.	184
Joonis 8.9. Postide kõrguste teostusmöödistamine geomeetrilise nivelleerimi- sega.	185
Joonis 8.10. Posti külge kinnitatud montaažiplatvorm.	186
Joonis 9.1. Fermi vertikaalsuunalise kalde teostusmöödistamine nihkemeetodil.	191
Joonis 9.2. Pöördahju lõige.....	192
Joonis 9.3. Pöördahju pealtvaade.....	193
Joonis 10.1. Sild- (vasakul) ja rippkraana (paremal).	195
Joonis 10.2. Telfer.	196
Joonis 10.3. Pukk- (vasakul üleval), portaal- (vasakul all) ja tornkraana (paremal).....	197
Joonis 10.4. Instrumendi hoiderakis STABILA SR 100.	200
Joonis 10.5. Kraanatalade pikiprofiil.	201
Joonis 10.6. Rööpa telje muutus selle ühe külje tugeva kulumise tõttu.....	202
Joonis 10.7. Mittestandardne rakis laserskanneri paigaldamiseks kraanateele.....	203
Joonis 10.8. Kraanarööbaste möödistussüsteem ARTIS.	204
Joonis 10.9. Kraanatalade otste hälbed (mm) esialgsete telgede suhtes.	207
Joonis 10.10. Kraanatalade otste hälbed optimeeritud telgede suhtes.	208
Joonis 10.11. Kraanatalade pikiprofiil, täiskomplektne. Kõrguslik ja plaaniline asetus koos hälvetega.	209
Joonis 11.1. Joonelis-nurgalise vastulõike loomine kaugelasuvate lähtepunktide baasil (roosad jooned) ja tööde horisondile polaarmeetodil punkti märkimine.....	212
Joonis 11.2. Seinale monteeritud ringprisma.	213

Joonis 11.3. Joonelis-nurgalise vastulõike (sinisega) abil naaberehitistele kindlustatud lähtepunktide (1–4) ja korruse lähtepunktide koordineerimine.	214
Joonis 11.4. Vertikaalviseerimise instrumendid FG-L100 (vasakul), DZJ2 (keskel) ja FG-L30 (paremal).	215
Joonis 11.5. Hoonesisese märkimisaluse punktile tsentreeritud vertikaalviseerimise instrument (a) ja sõlme 1 paigutatud lugemipalett (b).	216
Joonis 11.6. Märkimisaluse projitseerimine tööde horisondile polaarmetodil, bipolaarmetodil või laterangulatsiooni meetodil.	218
Joonis 12.1. Kolmekorruselise monteeritava tööstushoone lõige.	224
Joonis 12.2. Posti geomeetriliste (4) ja projektsete (5) telgede märkimine vahelae tasandis olevale postile (vasakul) ja vahelaest kõrgemale postile (paremal). ...	225
Joonis 12.3. Plaatrakis.	225
Joonis 12.4. Postide suunatud montaaž instrumentaalselt (a) ja konduktooriga (b).	226
Joonis 12.5. Karkasshoone ühe korruse postide kontrolljoonis.	228
Joonis 12.6. Kahe kõrgusjärguga monteeritava karkasshoone postide joonskeem.	229
Joonis 12.7. Fragment monteeritava karkasshoone postide teostusjoonisest.	229
Joonis 12.8. Näiteid raketistest.	231
Joonis 12.9. Nelinurkse (märgitakse nurgad, mille abil saab pika joonlaua või latiga teha märkjooned) ja ümara (märgitakse kaks puutujat) ristlõikega postide raketiste märkimine.	232
Joonis 12.10. Monoliitse vahelaeraketise kõrguse reguleerimine tungrauatuüpi tugeodega.	233
Joonis 13.1. Suurpaneelhoone montaaž.	235
Joonis 13.2. Paigaldus- ja kontrollmärkide detailmärkimise skeem konstruktsiooni sõlmes.	237
Joonis 13.3. Suurpaneelhoone korruse seinapaneelide teostusjoonis.	238
Joonis 13.4. Seinapaneeli alumise lõike hälbe määramine kontrollmärgi ja joonestuskolmnurgaga (vasakul) ning seinapaneeli vertikaalsuse määramine lati külge kinnitatud digitaalvaaderpassiga (paremal).	239
Joonis 13.5. Suurpaneelhoone korruse kõrgusmajakate teostusjoonis.	239
Joonis 14.1. Aknaavade märkimine soklile.	241
Joonis 14.2. Korruse kõrguse ja uksesilluste geomeetiline nivelleerimine.	242

Joonis 14.3. Hoone kandevseinte vertikaalsuse kontroll.	243
Joonis 15.1. Näide sundtsentreerimise riiuli lahendusest.	246
Joonis 15.2. Ripplloodide paigaldusšabloon.	247
Joonis 15.3. Liftišahti nelja baaspunktiga teostusmöödistamine.	248
Joonis 15.4. Liftišahti kahe baaspunktiga teostusmöödistamine.	249
Joonis 16.1. Hoone paisumise samajooned (mm) temperatuuri tõusul 25°C.	252
Joonis 16.2. Postide hälbed suunatud montaažil.	253
Joonis 16.3. Tüüpilisimad hooajaliste temperatuurikõikumiste graafikud.	254
Joonis 16.4. Korstna kõverdumine.	256
Joonis 16.5. Päikesekiirguse tingitud hälbe ekstrapoleerimine.	258
Joonis 16.6. Tornitüüpi ehitise vajumisvaatluste lähteandmed ja arvutustule- mused.	261
Joonis 16.7. Tööde horisondile projitseeritud tornitüüpi ehitise tsentri vajaliku nihutuse (umbes 90 mm) leidmine.	262
Joonis 17.1. Liugraketis ja selle tööplatvorm.	265
Joonis 17.2. Liugraketis.	265
Joonis 17.3. Tornitüüpi ehitise liugraketise kontrolljoonis.	266
Joonis 17.4. Tornitüüpi ehitise seinte avade teostusjoonis.	267
Joonis 17.5. Liugraketisega rajatud korstna punkt pilv ja lõigete asukohad.	268
Joonis 18.1. Vajumise kulg erinevates pinnastes.	272
Joonis 19.1. Sissekeeratava peaga vajumisreeper (vasakul) ja konstruktsiooni betoneeritav ankur (paremal).	280
Joonis 19.2. Soklisse süvistatud (vasakul) ja põrandasse paigaldatud (paremal) vajumisreeperid.	280
Joonis 19.3. Vajumisreeperite paigutus sadamakaidel ja kaldakindlustustel.	281
Joonis 19.4. Sügavreeper.	282
Joonis 19.5. Vajumisvaatluste nivelleerimiskäikude (punased jooned) võimalik süsteem hoonete kompleksi ümber.	283
Joonis 19.6. Viru hotelli vajumisreeprid (üleval) ja reeperitekamber (all)	284
Joonis 19.7. Vajumisvaatluste dokumentatsiooni näide FOCT 24846-2019 järgi.	286
Joonis 19.8. Vajumisreeperite nivelleerimise skeem.	287

Joonis 19.9a. Fragment vajumisvaatluste ja deformatsioonide uuringu joonisest	288
Joonis 19.9b. Fragment eelneva joonise juurde käivast vajumisreeperite andme- tabelist.	288
Joonis 19.10. Teeobjekti vajumisvaatluste reeperite paiknemise skeem.	289
Joonis 19.11. Lähterepeerite vaheliste tasandatud kõrguskasvude skeem.	291
Joonis 19.12. Hüdrostaatilise nivelleerimise süsteemi näide	293
Joonis 19.13. Staatilise laserskaneerimisega tuvastatud silla vajumid koormus- katsetusel võrdluses geomeetrilise nivelleerimisega.	294
Joonis 19.14. Staatilise laserskaneerimise (üleval) ja droonipõhise fotogramm- meetriaga (all) määratud sentimeetri suurusjärku teelõigu vajumid.....	294
Joonis 19.15. Droonipõhise fotogramm-meetriaga (lennukõrgustel 40 m, 50 m ja 60 m) määratud teelõigu vajumid.	295
Joonis 19.16. Interferomeetrilise tehisavaradari meetodil määratud Tallinna kesklinna vertikaaldeformatsioonid aastate kaupa.	296
Joonis 19.17. Tugimüürina toimiva hoone (a) ja kaldakindlustuse (b) liitsihi- vaatluste skeemid.....	298
Joonis 19.18. Traatjoondamise skeem.	299
Joonis 19.19. Paisu nihete (eeldatavalt allavoolu X-telje suunas) vaatluse laterangulatsioonisüsteem.....	300
Joonis 19.20. Maalihe Audrus 2022. aasta veebruaris.	301
Joonis 19.21. Maalihke areng kahe vaatlustsükli vahel.	302
Joonis 19.22. Silla konstruktsiooni suhtelised deformatsioonid kahe GNSS antenni (kahest sektsioonist koosneva sillateki kummaski otsas) vahel päevaste lahendite põhjal.	303
Joonis 19.23. Kopenhaageni metroo rajamise ajaks hoone fassaadile monteeritud automatiseeritud robottahhümeeter deformatsioonide vaatluseks.....	304
Joonis 19.24. Muude ehitiste vahele jääva ehitise (nt korstna) kreeni vaatluste skeem.....	305
Joonis 19.25. Pöördloodid paisu korpus (A) ning pöörloodi ujukid ja lugemisüsteem.	307
Joonis 19.26. Staatilise laserskaneerimise ja parameetrilise modelleerimisega (st antud juhul on torni punktipilve järgi dimensioneeritud seda kujutav silinder) määratud torni kreeni muutumine ajas.	308
Joonis 19.27. Hoone läbi- (vasakul) ja ülespaindest (paremal) tekkinud praod. ..	309

Joonis 19.28. Praod ligidastest (vasakul) ja kaugetest lõhketöödest.....	309
Joonis 19.29. Vajumispraod jm kahjustused hoone fassaadil	310
Joonis 19.30. Lihtne kvantitatiivne 2D-majakas.....	311
Joonis 19.31. Kvantitatiivne 2D-majakas.	311
Joonis 19.32. Hoone fassaadi pragude skeem (vasakul) ja prao avanemise graafik (paremal).	312
Joonis 19.33. Fotodelt tuvastatud praod kantuna hoone tekstuuritud mudelile (vasakul) ja nende pragude kinemaatika (paremal).	312
Joonis 19.34. Fiiberoptiliste deformatsioonisensorite (SOFO) komplekt.....	313
Joonis 20.1. USA Ehitiste Dokumenteerimise Instituudi välja töötatud täpsus-klasside tõlgendamine.	316
Joonis 20.2. Tallinna Tehnikaülikooli U03 õppehoone punkt pilv.....	317
Joonis 21.1. Tugevalt varjestatud punkt pilv.....	321
Joonis 21.2. Geomeetiline näide laserskaneerimise seisude valikust.	322
Joonis 21.3. Instrumendist väljuv laserimpulss (punane) ja impulsi peegeldused (sinised toonid).....	323
Joonis 21.4. Punkt pilve peegeldused (punased nooled) ja ulatuslik varjestatus (roheline nool).	324
Joonis 21.5. Iteratiivse lähima punkti meetodi lokaalsete lahendite näited.	326
Joonis 22.1. Geomeetria tuletamine fotode põhjal.....	329
Joonis 22.2. Näide moonutatud fotost (vasakul) ja selle foto moonutuste skeem (paremal).	331
Joonis 22.3. Joonisel 22.2 kujutatud foto jääkmoonutuste skeem pärast kaamera isekalibreerimisel tuletatud sisemiste parameetrite rakendamist.	333
Joonis 22.4. Ühe- (vasakul) ja kahekordne (paremal) edasi-tagasi stiilis lennu-trajektoor.....	338
Joonis 22.5. Tallinna Tehnikaülikooli Mektory hooneosa fotogramm-meetrilise modelleerimise ja staatilise laserskaneerimise erinevused.	342

Tabelite loetelu

Tabel 1.1. Punktide ja abipidejoonte kindlustamise standardhälbed (Lukjanov, 1990).....	36
Tabel 2.1. Joonelis-nurgalise vastulõike lähtepunktide koordinaadid ja RTK-GNSS kümne mõõtmise standardhälbed..	68
Tabel 2.2. Joonelis-nurgalise vastulõike arvutamise mõõdistusandmed.....	69
Tabel 2.3. Joonelis-nurgalise vastulõike standardvead sõltuvalt kasutatud lähtepunktidest.	80
Tabel 9.1. Pöördahju (kaldtrumliga) teostusmõõdistuse tulemuste tabel.....	194
Tabel 10.1. ISO 12488-1:2012 kraanatee vastuvõtutolerantsid.	199
Tabel 10.2. ISO 12488-1:2012 kraanatee talitlustolerantsid.	199
Tabel 10.3. Kraanatalade telgede optimeerimisarvutus.	207
Tabel 15.1. Liftišahti teostusjoonise tabeli vorm.	248
Tabel 19.1. Horisontaal- ja vertikaalsuunaliste deformatsioonide määramise IOCT 24846-81 täpsusnõuded mõõdistustööle sõltuvalt arvutuslikest deformatsioonide prognoosväärtustest.	276
Tabel 19.2. Deformatsioonide määramise IOCT P 24846-2020 täpsusnõuded mõõdistustööle olenevalt täpsusklassist..	276
Tabel 19.3. Elektrontahhümeetritele esitatavad nõuded sõltuvalt kõrguskasvu vertikaalnurgast.	279
Tabel 19.4. Lähtereeperite vaheliste kõrguskasvude erinevuste analüüs esimese ja teise vaatlustsükli võrdluses.	291
Tabel 19.5. Teise vaatlustsükli järgne lähtereeperite püsikindluse analüüs.	292
Tabel 19.6. Laterangulatsiooni nurgamõõtmise nõutav täpsus sõltuvalt joonepikkusest.	300
Tabel 20.1. USA Ehitiste Dokumenteerimise Instituudi välja töötatud täpsusklassid (<i>level of accuracy</i> , LOA) punktipilvede ja modelleerimise täpsusele.....	316
Tabel 22.1. Varbla jt (2021a) esitatud 50 m kõrguselt tehtud mõõdistusi kirjel-davad kaamera sisemised parameetrid.	332

Ehitusgeodeesia tagab täpse ja usaldusväärse ehitustöö!

Ehitusgeodeesia ajalugu maailmas ja Eestis

Umbes 7000 aastat tagasi, kui inimkonna arengutase selle aja kultuurmaades tekitas vajaduse ehitada suuri rajatisi nagu niisutuskanalid, püramiidid, tsikuraadid jms, tekkis vajadus ka ehitusgeodeesia järele. Võib väita, et tegelikult saidki geodeetilised mõõtmised alguse ehitusgeodeesiast ja sellest, mida võiks nimetada algeliseks kastrimõõtmiseks (st kruntide märkimine ja mõõdistamine). Näiteks Niiluse üleujutuste järel tekkis vajadus hinnata kahju ulatust ja taastada hävinud põllumaade piire. See oli oluline ülesanne, kuna talunikelt kogutud maamaks oli proportsionaalne neile kuuluva maa pindalaga. Peale Egiptuse on mõõdistustööde kohta leitud ajaloolisi allikaid (enam kui 5000 aastat vanu) ka näiteks kunagise Mesopotaamia aladelt, Hiinast ja Indiast.

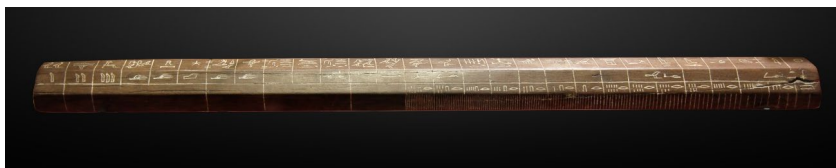
Egiptuse maamõõtjat (vt joonis 1) kutsuti nööripingutajaks (*harpedonapata*), mis tulenes mõõdistustööl kasutatavast kalibreeritud nööri, millel oli tüüpiliselt võrdse vahemaa tagant 13 sõlme ehk nööri oli 12 jaotist, igaüks ühe küünra pikkune (umbes pool meetrit). Pikemateks mõõtmisteks kasutati ka kuni 100 jaotisega nööre.



Joonis 1. Muistse Egiptuse maamõõtjad põllul töötamas (vt ülemist paneeli). Joonistus (u 1400–1352 eKr) pärineb Menna hauakambrist. Foto: C. K. Wilkinson¹.

¹ Allikas: <https://www.metmuseum.org/art/collection/search/548574> (viimati külastatud 06.05.2024).

Säärase nõõri abil oli võimalik välja märkida näiteks võrdkülgseid kolmnurki (nõõri külgede suhe 4 : 4 : 4), täisnurki (nõõri külgede suhe 3 : 4 : 5), aga kahte nõõri kombineerides ka ristkülikuid (külgede suhtega 3 : 4), kusjuures tol ajal trigonomeetriat veel ei tuntud. Täisnurksed kujundid olid olulised mitte ainult kruntide märkimiseks ja mõõtmiseks, vaid ka ehitiste rajamisel. Mõnevõrra hiljem leiutati nn mõõduritv (vt joonis 2; üldjuhul ühe küünra (u 52 cm) pikkune; aga Potteri ja Treikelderi (2011) andmetel 10 jalga, mis näib tõenäosem), mis võimaldas suuremat täpsust. Oma olemuselt meenutab mõõduritv joonlauda, mis tüüpiliselt valmistati puidust. Mõõduridvad osutusid oluliseks just ehitustöödel.



Joonis 2. Mõõduritv (u 1336–1327 eKr)².

Nivelliirina kasutati pikka veeküna, mis täideti ääreni veega. Vaadeldes täpselt üle selle veepinna tasandi, saavutati horisontaalkiire täpsuseks 20 m õla korral vast ligikaudu sentimeeter. Asjaolu, et veepind järgib loodpinda, kasutati ka püramiidide rajamisel. Oletatakse, et püramiidide vundamendid saadi loodi veega täidetud kanalite abil täpsusega, mis jääb paari sentimeetri suurusjärku. Veepinna jooned märgiti kanalite seintele, misjärel tasandati ehitise aluspind vastavalt. Töö valmides kanalid täideti. Ripplood, mis leiavad rakendust veel tänapäevalgi, kasutati tüüpiliselt vertikaalsuse saavutamiseks ja kontrolliks, kuid need olid olulised ka pindade loodimisel. Selleks kinnitati ripplood A-kujulise puitraami külge. Geodeetilisi töid Egiptuses on lähemalt käsitlenud näiteks Paulson (2005). Siinkohal tasub mainida, et vanad kultuurid (nagu nt Egiptus) kasutasid eelmainitud meetodeid ainult praktikas. Vana-Kreeka õpetlased olid hiljem need, kes mõtestasid nende meetodite geomeetrilise tähenduse ja näitasid ära seose matemaatikaga.

Ehitusgeodeesias toimus oluline areng Rooma riigi ajal, mil rajati teedevõrke, akvedukte, aga ka muid massiivseid ehitisi. Osa töövahendeid võeti üle vanematelt kultuuridelt ja arendati neid, näiteks Egiptuses kasutatud A-kujulise puitraami külge kinnitatud ripplood, mis Rooma ajal kandis nimetust *libella* (vt joonis 3). Teine oluline instrument oli *groma* (joonis 3), mida varem oli kasutatud Mesopotaamias. Ka see instrument rakendas ripplood, mida joondades sai välja märkida nii otse- kui ka ristsuundasid. Rooma maamõõtjad rajasid tüüpiliselt täisnurkseid süsteeme, mistõttu

² Allikas: https://en.m.wikipedia.org/wiki/File:Measuring_ruler-N_1538-IMG_4492-gradient.jpg (viimati külastatud 06.05.2024).

groma oli üks nende üheks peamisi töövahendeid. Suurematel töödel nagu teede, kanalite ja akveduktide rajamine, kus *libella* ei olnud loodimiseks piisav, kasutati nivelleerimiseks instrumenti *chorobates* (vt joonis 3). See oli ligemale 6 m pikkune puitraam, mis seati loodi kas ripploodide (tuulevaikse ilmaga) või instrumendi keskel oleva veega täidetud tühimiku abil (kui ripplood kasutada ei saanud). Lugemeid võeti visiiriga tänapäeva mõistes latilt.

Ehitusgeodeesia arengu kiirus jäi edaspidi tugevasti maha topograafilise mõõdistamise ja eriti täppisgeodeesia arengu kiirusest. Rooma riigi hävingu järgsel langusel unustati aga maamõõdukunst peaaegu täielikult, rääkimata sellest, et üleüldse oli geodeetiliste tööde tehnoloogia taastumine järgnevate aastasade jooksul võrdlemisi aeglane. Peamiselt rakendati ehitusgeodeetilisi meetodeid kindluste ja kirikute ehitusel. Oluline areng toimus alles 16. sajandi lõpul ja 17. alguse poole, kui kasutusele võeti mensulilaud, mis varustati viseerimiseks algelise alidaadiga (metallist või puidust raam, mille mõlemas otsas on sihik ja millega sai määrata ainult horisontaalnurka). Mensulilaua kasutuselevõttuga tekkis võimalus teha mõõdistusi vastulõigete meetodil kaugusi vajamata (st nurgaline vastulõige) – nii-öelda Snelliuse-



Joonis 3. Rooma riigis kasutatud lood ehk *libella*³ (vasakul üleval), otse- ja ristsuuna märkimise instrument ehk *groma*⁴ (vasakul all) ning nivelleerimisinstrument ehk *chorobates*⁵ (paremal).

³ Allikas: <http://www.romanaqueducts.info/technicalintro/surveyingtools.htm> (viimati külastatud 06.05.2024).

⁴ Allikas: <https://interplace.io/p/a-groma-from-rome-finds-a-new-home> (viimati külastatud 06.05.2024).

⁵ Allikas: <https://www.flickr.com/photos/34146259@N04/4303596752> (viimati külastatud 06.05.2024).

Pothenoti probleem, mille lahendas W. S. van Royen 1615. aastal esimese „modernse“ triangulatsioonivõrgu rajamise käigus. Säärane mensulilaud (vt joonis 4) oli veel kuni 20. sajandi keskpaigani võrdlemisi laialt kasutuses. Alates 19. sajandi lõpust hakati mensulilaudasid varustama ka optilise alidaadiga, mida nimetati kippreegliks. Vastulõigete ajalugu ja mensulilaua kasutamist käsitleb lähemalt näiteks McCaw (1918); artikkel annab aimduse ka tolleaegsest (20. sajandi alguse) maa-mõõtmise olukorrast.



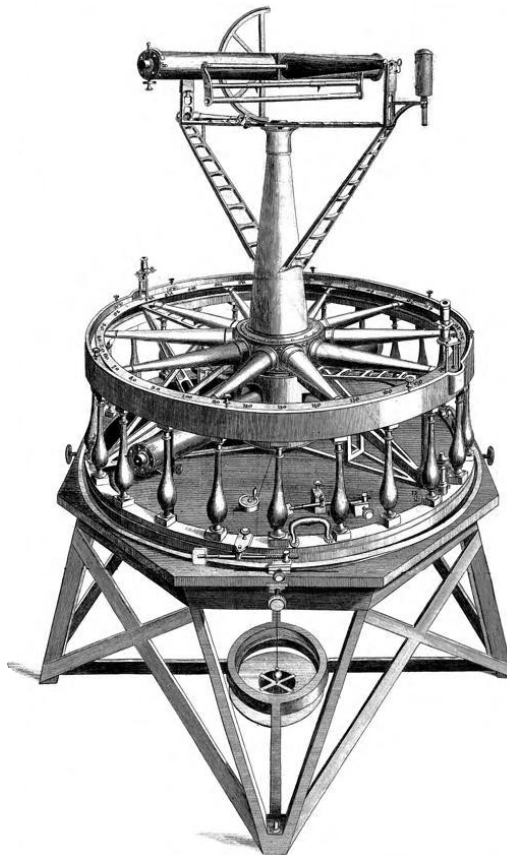
Joonis 4. Mõõdistused mensulilauaga Esimese maailmasõja ajal Prantsusmaal (u 1918)⁶. Märka algelist raam-alidaadi mensulilaul.

Järgmine oluline murrang saavutati umbes 1630. aastal, kui Kepleri pikksilma õpiti varustama niitristikuga ning koostati logaritmilised tabelid korrutus-, jagamis- ja astendamistehete tarbeks. Muu hulgas koostati tabelid ka trigonomeetrilistele funktsioonidele. Veidi hiljem, 1642. aastal, leiutas B. Pascal mehaanilise arvutusmasina Pascaline, millega oli võimalik liita-lahutada ja korrutada-jagada (st neli aritmeetilist tehet). Küll aga ei võimaldanud tolleaegne tehnoloogiline tase sellist seadeldist massiliselt toota. Alles 1820. aastal leiutas T. de Colmar esimese versiooni mehaanilisest arvutusmasinast, aritmomeetri, mis võimaldas samuti sooritada nelja aritmeetilist

⁶ Allikas: https://en.m.wikipedia.org/wiki/File:US_Army_Corps_of_Engineers_Map_Making_World_War_I.jpg (viimati külastatud 07.05.2024).

tehet. Seda seadeldist hakati seeriaviisi tooma 19. sajandi keskel. Arvutusmasinate kättesaadavus ei vabastanud aga tabelitest, sest trigonomeetriliste funktsioonide tabeleid pidi ikkagi edasi kasutama.

Esimesed ja küllaltki kallid teodoliidid ilmusid 18. sajandil; peamiselt kasutati neid triangulatsioonimõõdistamistel. Näitena võib tuua Ramsdeni suure RS (*Royal Society*) teodoliidi (vt joonis 5), mis valmistati aastatel 1784–1787 ja mis oli esimene kolmest J. Ramsdeni konstrueeritud teodoliidist. Instrumendi horisontaalringi läbimõõt oli 91 cm ja selle kaal umbes 90–100 kg, kusjuures instrumendi juurde kuuluv varustus ning kandekast kaalusid kokku umbes sama palju. See teodoliit võimaldas horisontaalnurga mõõtmise täpsust 1" ja oli tõenäoliselt esimene teodoliit, mis varustati nooniuse ja vesiloodiga. Paraku hävis see instrument Teise maailmasõja käigus. Ajaloolise ülevaate Ramsdeni teodoliitidest (ja neile järgnenud suurtest teodoliitidest) annab näiteks Insley (2008).



Joonis 5. Esimene Ramsdeni kolmest suurest teodoliidist (modif. Roy, 1790).

Alles 19. sajandi lõpu tehniline tase võimaldas valmistada odavamaid (aga mitte odavaid!) ja kergeid ning sealjuures vajaliku täpsusega teodoliite, kuid neidki kasutati tõenäoliselt vähe. Peamist kasutust leidsid endiselt mensulilauad. Optilised nivelliirid ilmusid umbes ühel ajal teodoliitidega ja ka neid rakendati suhteliselt vähe. Konstruksioonide vertikaalsuse tagamiseks jäi ikkagi vana hea ripplood. On andmeid, et juba 15. sajandi paiku mõõdeti ehitusel joonepikkusi kettide ja ritvadega, hiljem väiksemaid pikkusi ka kokku volditava tollipulgaga ja tõenäoliselt juba 19. sajandil purjeriidest ruletiga. Invartraadiga (nn Jäderini instrument) hakati kõrgtäpseid mõõtmisi tegema 19. sajandi lõpul. Terasruletti hakati kasutama 20. sajandil.

Tõelise revolutsiooni geodeesias põhjustas valguskaugusmõõturite leiutamine 1936. aastal. Siiski möödus enam kui kümnend, enne kui Rootsi firma AGA hakkas esmakordselt kommertseesmärgil tootma valguskaugusmõõturit nimetusega Geodimeter NASM-2, mille tootmist alustati 1950-ndate algusaastail, vt joonis 6.



Joonis 6. Valguskaugusmõõtur⁷ Geodimeter NASM-1, mis on välisuselt sarnane NASM-2-ga.

Esimesed valguskaugusmõõturid, mis töötasid elektronlampidega, olid suured, raske ja kohmakad. Näiteks Nõukogude Liidu kõrgtäpne (ette nähtud I klassi triangulatsiooni baasjoonte mõõtmiseks) valguskaugusmõõtur EOД-1 kaalus koos komplekti kuuluva kahe portatiivse elektrigeneraatoriga (eeldati mõõtmisi piirkonnas, kus

⁷ Allikas: <https://www.aga-museum.nl/aga-geodimeter-nasm-2a/> (viimati külastatud 14.03.2025).

puudus elektrivõrk) 450 kg. Säärase instrumendiga tuli mõõtmiseks sooritada 30 võtet, millest igaüks võttis umbes 2 minutit, kuna iga võte nõudis peegeldunud valguse visuaalsele miinimumile vastava modulatsioonisageduse määramist. Sellegipoolest võimaldas EOД-1 5-liikmelisel brigaadil mõõta triangulatsiooni 6 km pikkuse baasjoone umbes 3 tunniga. Võrdluseks: 10-liikmelisel brigaadil kulus invartraatidega mõõtmisel umbes 60 tundi ehk EOД-1 kasutamine võimaldas ligemale 585 inimtunni võrra kokkuhoidu. Kesktäpne (kasutati madalamate klasside triangulatsiooni-võrkude baasjoonte mõõtmiseks) valguskaugusmõõtur CBB-1 kaalus 18 kg, aga kogu komplekt, mille hulka kuulusid veel saatja/vastuvõtja, heterodüün ostsillaator-lainemõõdja, aku, voolumuundur, statiivid ja reflektorid, kaalus kokku 130 kg. Lisaks kuulus instrumendi juurde portatiivne elektrigeneraator kaaluga 90 kg. Ehitusgeodeesias need monstrumid oma kohmakuse tõttu kasutamist ei leidnud. Peaaegu 20. sajandi lõpuni aeti läbi optiliste teodoliitide ja nivelliiridega ning kauguste mõõtmisel kasutati peamiselt terasruletti. Õnneks sai ehitustel joonepikkusi mõõta valdavalt horisontaalpindadel.

Olulise tehnoloogia arengu põhjustas 1947. aastal leiutatud transistor, mis võimaldas elektronlampide asemel mikroelektroonika lülitusi. Elektroonikakomponentide järjest väiksemaks muutumine lubas alates 1970 aastatest turule tuua väiksed teodoliidile monteeritavad valguskaugusmõõturid ning varsti selle järel (1970-ndate lõpp ja 1980-ndate algus) ka esimesed elektrontahhümeetrid. Viimaste leiutamine tekitas uue kvaliteedi ka ehitusgeodeesias, lubades automatiseerida hulga tülikaid arvutustöid.

Eestis algas ehitusgeodeesia kiirem areng 1960 aastate alguses seoses üleminekuga monteeritavatele ehitustele, mil osutus, et objektide juhid ei olnud piisaval tasemel kvaliteetse montaaži tagamiseks ja kontrolliks. Peale selle nõudsid geodeetilised tööd monteeritavas ehituses suurel hulgal aega, mida objektijuhtidel ei olnud. Lisaks ei leppinud objektide autorijärelevalve, tellijad, aga ka muud kontrollorganisatsioonid enam projektjoonistele kummitempliga löödud „Ehitatud projektikohaselt“ märgistega, vaid nõudsid ehitusgeodeetilisi teostusjooniseid.

Tallinna Ehitustrustis moodustati 1961. aastal tolleaegse peainseneri A. Logussovi initsiatiivil geodeetide grupp, mille juhiks oli Moskva Riikliku Geodeesia ja Kartograafia Ülikooli lõpetanud, kuid valdavalt armeetopograafina töötanud erupolkovnik M. Birjukov. Grupp tegeles esialgu põhiliselt maa-aluste tehnovõrkude mõõdistamisega. Aasta pärast grupi moodustamist vahetas Birjukovi välja V. Kala. Objektijuhtide tõsiste eksimuste tõttu ehitise geomeetrilise täpsuse tagamisel ühel nn kommunismi löökehitusel alustas grupp monteeritavate karkassehitiste regulaarse ehitusgeodeetilise teenindusega. Töötati välja ja rakendati tehnoloogia telgede detailmärkimiseks vundamentide, postide ja sildkraanateede montaažil ning nende konstruktsioonide teostusmõõdistamisel. Ühtlasi töötati välja vastavate teostusjoo-

niste tüüpvormid. Kümmeaastat hiljem moodustati ka Tallinna Elamuehituskombinaadis peainsener P. Veigeli initsiatiivil geodeetide grupp, kus töötati välja ja juurutati tehnoloogia geodeetilisteks töödeks suurpaneelehituses. Nende kahe organisatsiooni kogemusi hakati vähehaaval rakendama teisteski ENSV Ehitusministeeriumi allasutustes.

Ehitusministeeriumi tasemel hakkasid 1976. aastal ehitusgeodeesia probleemidega tegelema ehitusministri asetäitja K. Hanstein, tehnikaosakonna juhataja asetäitja V. Salumaa ja kvaliteedi tehnilise inspektsiooni juhataja G. Tanipere. Ministeeriumi kvaliteedi tehnilise inspektsiooni koosseisu viidi 1976. aastal Ehitusministeeriumi peageodeedi ametikoht, millele kutsuti paar aastat varem Ehitustrustist TUPRI Silikaatbetooni siirdunud V. Kala. Kui 1976. aasta oktoobris toimus Tallinnas Üleliiduline ehitusgeodeesia eesrindlike kogemuste kool, märgiti seal ära Eesti ehitusgeodeesia kõrge tase, mis tol korral põhines veel küll ainult Tallinna Ehitustrustil ja Tallinna Elamuehituskombinaadil, kuid ka väljaspool Tallinna hakkasid olud kiiresti paranema. Edasi hakati Eestis koostama tähtsamatele objektidele ka ehitusgeodeetiliste tööde projekte (nt hotell Olümpia ja suurpaneelhoonete rajamise ehitusgeodeetilise teeninduse tüüpprojektid). Mitme trusti ja kombinaadi peageodeetidenä asusid tööle kogenud ja energilised spetsialistid: A. Ostonen trustis Põllumajandusehitus, T. Sumberg Tallinna Ehitustrustis, V. Tretjakov Tallinna Elamuehituskombinaadis, V. Vassa Tartu Majaehituskombinaadis ja R. Pastak Maaehitustrustis.

Geodeetide initsiatiivil oli 1975. aastaks välja töötatud standard СНП III-2-75 „Geodeetilised tööd ehituses“, mis 1977. aastal tõlgiti ka eesti keelde. Nimetatud standard sätestas nõuded ehitusgeodeetiliste tööde täpsusele. Eesti ehitusgeodeesia organisatsiooniline külg sätestati esmalt ENSV Ehitusministeeriumi geodeesia teenistuse põhimäärusega 1976. aastal, mis sai pärast mõningast korrigeerimist 1985. aastal ametkondliku standardi staatuse (OS.RD 66.32.015-85) ja 1988. aastal laiendati selle standardi põhimääruse kehtivust kõigile ENSV Ehituskomitee ehitusorganisatsioonidele. Seejuures sai standardi uueks koodiks OS.RD 7-015-85.

Eesti ehitusorganisatsioonide geodeedid olid möödunud sajandi teisel poolel toleaege tehnilise taseme järgi varustatud võrdlemisi hästi. Kasutada olid kesktäpsed nivelliirid ja 5" optilise lugemisüsteemiga teodoliidid. Küllaldaselt oli kasutada ka terasrulette, mis tollal kuulusid üldiselt defitsiidi hulka. Seitsmekümnendate aastate lõpul õnnestus saada isegi mõned Saksa Demokraatlikus Vabariigis toodetud Zeissi kõrgtäpsed seniitloodid PZL ja väga head kesktäpsed teodoliidid Theo 020. Kuigi üksikud valguskaugusmõõturid olid sellel ajal juba olemas (aga mitte ehitustel), ei olnud elektrontahhümeetrite rakendamine nende valdavalt väikese täpsuse tõttu tol ajal veel mõeldav. Ainus ehitusgeodeesiale sobiv instrument olnuks 1970. aastatest tootmises olnud МСД-1, mille nominaalne joonemõõtmise täpsus oli kirjade järgi 1 mm + 10 ppm, kuid see instrument oli ainult mäetõõstuse nomenklatuuris ja ehitustele seda tellida ei õnnestunud. See ei olnud aga ka kuigi suur kaotus, kuna

võrreldes tänapäeva elektrontahhümeetritega oli МСД-1 väga aeglane. Elektron-tahhümeetrite puudus tingis kasutatud mõõdistusmetoodika, kus hálbed pikematest põhitelgedest määrati põiknivelleerimisega (st lugemid võeti horisontaalselt asetatud nivelleerimislatilt teodoliidi vertikaalniidi järgi). Meetod ei jää küll täpsuse ja töökiiruse poolest oluliselt alla tänapäevasele koordinaatmeetodile, aga seda saab kasutada ainult ühes suunas; ristsuunas tuli kasutada joonemõõtmist terasruleti abil, mis on juba ebatäpsem.

Eesti taasiseseisvumisel avanes juurdepääs tänapäevasele tehnikale (olguigi et esialgu vaid „sakste vanale“), mistõttu muutus suuresti ka ehitusgeodeetiliste tööde organisatsiooniline külg, kuid see ei ole enam ajalugu, vaid tänapäev. Järgnevalt tulevadki käsitlemisele ehitusgeodeesia tänapäevased teemad.

I OSA:

ALUSTEADMISED

1. Ehitusgeodeesia põhimõisted ja alusdokumendid

Tänapäeva geodeesia võib jagada kolmeks põhiliseks liigiks: kõrgem geodeesia, topograafia ja ehitusgeodeesia. Eesti õigusaktidest käsitleb viimase ülesandeid topo-geodeetiliste uuringute ja tehnovõrkude teostusmõõdistamise osas majandus- ja taristuministri (MTM) 2016. aasta määrus nr 34 „Topo-geodeetilisele uuringule ja teostusmõõdistamisele esitatavad nõuded“. Kuna Eestis muid ehitusgeodeetiliste töödega seotud normdokumente ei ole, võib märkimistööde, ehituskonstruksioonide teostusmõõdistamise ja deformatsioonide uurimise kohta rakendada selles õpikus edaspidi viidatud standardeid, kui vastavas tööde projektis ei ole normdokumente täpsustatud.

Ehitusgeodeesia põhiülesanne on ehitiste (hoonete ja rajatiste) geomeetrilise täpsuse tagamine ja kontroll märkimistööde ning teostusmõõdistamise abil (Kala, 2008). Olulised parameetrid, mida ehitusgeodeesia määrab ja kontrollib, on konstruktsioonide

- vertikaalsus;
- horisontaalsus või projektikohane kalle;
- projektikohane asend ja vahekaugus (nt sildeava suurus);
- toepindade suurus ja tsentrilisus või ekstsentrilisus;
- telgsus ja tasapinnalisus.

Lisaks on oluline määrata ja kontrollida konstruktsioonidest koostatud tarindite pikkus, laius, kõrgus, paralleelsus, täisnurksus või nurkade õigsus ning sirgjoonelisus. Kõik nimetatud komponendid on tähtsad ehitise tugevuse, stabiilsuse ja vastupidavuse näitajad, mille ülenormatiivsed hälbed võivad tingida otsese avariiohu. Ehitise tugevus oleneb selle konstruktsioonide tugevusest, paigalduse geomeetrilisest täpsusest ja ühenduste kindlusest, mis peavad tagama konstruktsioonide muutumatuse. Ehitise stabiilsus (st püsivus) seisneb selle kuju ja asendi muutumatuses koormuste mõjul (sh ehitusaluse püsikindluses), mida kontrollitakse deformatsioonide vaatlustega. Ehitise vastupidavus oleneb tugevuse ja stabiilsuse säilimisest. Lähtudes eeltoodust on ehitusgeodeesia tänapäeva ehitustegevuse lahutamatu koostisosa.

Ehitusgeodeesia saab jaotada neljaks põhiliseks alaliigiks.

- **Topo-geodeetilised uuringud**, mis varustavad projekteerijaid nende tööks vajaliku alusplaaniga ja andmetega tehnovõrkude kohta projekti huvipiirkonnas. Nõudeid nende täpsusele, meetoditele ja vormistamisele kirjeldab MTM määrus nr 34.
- **Ehituseelsed ja -aegsed märkimistööd**, mis peavad kindlustama ehituse territooriumil nõutava tiheduse ja täpsusega ehitusplatsi märkimisaluse ning ehituskonstruksioonide täpselt paigalduseks vahetult vajalikud plaanilised ja kõrguslikud paigaldusmärgid. Paigaldusmärkideks võivad olla näiteks teljejooned, servajooned ja muud abipidejooned ning abikõrgustaseme märgid. Viimased on ajutised reeperid, kõrgusjooned ja -majakad (nt majakklotsid või segumajakad).
- **Ehitusaegne kontroll- ja teostusmöödistamine**, mis peab selgitama konstruksioonide hälbed projekti suhtes enne nende projektikohast kinnitust (kontrollmöödistamine) ja pärast nende lõplikku projektikohast kinnitust (teostusmöödistamine). Samuti peab teostusmöödistamine tuvastama need vältimatud hälbed, mis tekkisid konstruksioonide kinnitamise mõjul.
- **Deformatsioonide uurimine** (võib liigitada ka inseneritehniliste geodeetiliste tööde alla), mis peab geodeetiliste meetoditega selgitama ehitise stabiilsuse nii ehituse jooksul kui ka pärast ehitise valmimist (st ekspluatatsiooni käigus). Deformatsioonide uurimine sisaldab pragude vaatlusi ning vajumiste, kerkimiste, lihete, nihete, kallete, kreenide ja keerdumiste uurimist.

Ehitusgeodeetiliste möödistustööde tingimused erinevad klassikalise geodeesia tingimustest mitmeti. Esile võib tõsta järgmised tähtsaimad erinevused.

1. Tööalad on enamasti väikesemöödulised. Seetõttu ei kasutata üldjuhul ellipsoidile ja kaardiprojektsiooni tasandile (st möötkavategur on 1,0) taanduse parandeid. Erandina võib siinkohal mainida tehnovõrke, mis võivad pikalt väljapoole ehitusplatsi ulatuda, mistõttu nende puhul on Eestis L-EST97 tasapinnaliste ristkoordinaatide süsteemi kasutamine oluline.
2. Tööde täpsuse põhinäitajaks on reeglina absoluutne viga. Kui täpsushinnangute aluseks on oluliselt vananenud (antud välja 1989. aastal) ehitusgeodeesia rahvusvaheline standard ISO 44631 „*Measurement methods for building*“, siis tuleb arvestada, et see standard annab lubatud hälbed Δ tõenäosusega 0,99 ehk $\Delta = 2,58\sigma$, kus σ on standardhälve.
3. Absoluutsete vigade lubatud väärtused on väikesed. Sellest tingituna on vajalikud ranged nõuded ehitusplatsi märkimisaluse punktide püsivusele ja kindlustatud punktide suur tihedus.
4. Ehitusplatsi märkimisaluse punktidel on suur tõenäosus ehitustegevuse käigus hävida.

5. Ehitusgeodeetilised mõõdistusvõrgud võivad asuda eri tasanditel üksteise kohal (nt hoone korrused), mis koos moodustavad ruumilise ehitusplatsi märkimisaluse (st võrgu).
6. Mõõdistatava objekti dimensioonid alluvad füüsikaliste tegurite mõjul pidevatele muutustele. Sellisteks teguriteks võivad olla näiteks temperatuur, tuul, ehitusaluse deformatsioonid ja mitmesuguste mehhanismide tööst tingitud vibratsioon.
7. Mõõdistusolud võivad olla ebasoodsad. Sellisteks oludeks on näiteks mehhanismide tööst tingitud vibratsioon, suits, tolm või nõrk valgustatus mõõdistustöödel ruumides, refraktsioon ja õhu konvektsioonivoolud. Mõõdistustöid segavad ka potentsiaalsed hädaohud, tihe liiklus ja mitmesugused takistused nii ringi liikumisel kui ka vaatekiire optimaalsel suunal.
8. Mõõdistustööde üksikuid etappe iseloomustab range tähtajalisus, mis oleneb ehitustööde kulgemisest. Nüüdisaegse ehitustegevuse kiire tempo tõttu ei ole alati võimalik oodata häid mõõdistusolusid.

Eeltoodud põhjustel ei pruugi üldgeodeesias kasutatavad instrumendid ja meetodid alati tõhusad olla. Näiteks on kompensatoriga instrumendid (tänapäeval enamik) tundlikud vibratsiooni suhes, mistõttu võib oluliseks osutuda kompensatori välja-lülitamine, kui see kasutataval instrumendil võimalik on. Kuna digitaalnivelliirid on lugemite määramisel tundlikud vaatevälja takistuste, vähesa valgustatuse ja tugevate varjude suhtes, võib juhtuda, et digitaalnivelliiri tuleb kasutada kui tavalist optilist nivelliiri. Siinjuures peab arvestama, et koodlatiga lugemi määramine on alati täpsem kui sentimeeterjaotiste põhjal latilt visuaalse lugemi võtmine. Tugeva magnetvälja piirkonnas võivad elektroonikaga seotud instrumendid, näiteks valguskaugusmõõturid, anda vigaseid tulemusi või üldse mitte toimida (klassikaliste optiliste instrumentidega saab endiselt mõõta). Joonemõõtmistel horisontaalsetel pindadel ja väikestel kaugustel (kuni 30 m) võib terasrulett võimaldada suuremat täpsust kui kesk-täpne valguskaugusmõõtur. Tänapäeval kasutatakse mõõdistustöödel tihti droone, kuid peale magnetiseeritud pindade võivad õhku tõusmisel probleeme põhjustada ka tavalised metall- ja raudbetoonpinnad, kuna drooni kompassi (vajalik inertsiaal-anduri initsialiseerimiseks) segadusse ajamiseks piisab vaid kergest magnetiseeritusest.

Edaspidi viidatakse õpikus mitmes kohas ehitusgeodeesia rahvusvahelise standardi ISO 4463-1 nõuetele. Siinkohal peab märkima, et see standard sätestab ainult minimaalsed täpsusnõuded, mis ei pruugi igas olukorras adekvaatsed olla. Kuna ehitusgeodeesia tegeleb ehitustegevuse geodeetilise teenindamisega, tuleb ennekõike arvestada nende ehitusnormidega, mille täitmise ja kontrolli peavad ehitusgeodeetilised tööd tagama. Üldjuhul ei sätesta ISO 4463-1, kui suure osa lubatud ehitusvigadest võivad moodustada ehitusgeodeetiliste tööde vead. Ainus autoriteetsem normdokument, kus seda probleemi on proovitud lahendada, on IOCT P 58941-2020 „Geomeetriliste parameetrite täpsuse tagamine ehitustegevuses“. See

standard sätestab, et märkimistööde maksimaalne viga võib ulatuda 80% ja teostusmöödistamise maksimaalne viga 40% vastava ehitustöö või ehituskonstruksiooni lubatud (st maksimaalsest) veast. Nende põhimõtetega tasub arvestada ja vajaduse korral näha ette rangemad täpsusnõuded kui ISO 4463-1 sätestab, seda enam, et ISO 4463-1 on välja antud 1989. aastal. Arvestades tänapäeva kiiret möödistustehnika ja -metoodika arengut, on ISO 4463-1 ajale jalgu jäämas, eriti mis puudutab näiteks plaanilisi märkimistöid ja nende täpsust. ISO 4463-1 sisu vaadati üle 2023. aastal, mil see loeti endiselt aktsepteeritavaks, mis eeltoodut arvesse võttes aga on mõneti küsitav.

Asjaolu, et ГООТ Р 58941-2020 näeb teostusmöödistamisele ette kaks korda suurema täpsuse kui märkimistöödele, tuleb natukene täpsustada. Kuivõrd ehitusdetailide märkimine ja teostusmöödistamine on tihedalt seotud (mõlemad mõjutavad ehitustööde täpsust), siis märkimistööde poole väiksem täpsus oli õigustatud ainult sellel ajal, kui teostusmöödistamisel möödeti hälbeid väljamärgitud telgede suhtes. Tänapäeval toimub nii ehitusdetailide märkimine kui ka teostusmöödistamine peamiselt koordinaatmeetodil otseselt ehitusplatsi märkimisalus punktide suhtes. Seega ei ole märkimistööde ja teostusmöödistamise erinev täpsus õigustatud ja loogiline oleks nõuda mõlemal juhul seda täpsust, mis on ette nähtud teostusmöödistamise jaoks, ehk 40% vastava ehitustöö või ehituskonstruksiooni lubatud veast. Teisisõnu, ehitusplatsi märkimisalus peab tagama teostusmöödistamisele ette nähtud täpsuse, kuna erinevate eesmärkide tarbeks ei oma eri täpsusega möödistusvõrkude dubleerimine mõtet.

Oluline!

Kui ehitustööde projekt ei sätesta nõudeid ehitusgeodeetiliste tööde täpsusele, peab ehitusgeodeetiliste tööde täpsus jääma 40% piiresse vastava ehitustöö või ehituskonstruksiooni lubatud veast.

Näide: kui mingi konstruktsioonielemendi paigaldamise tolerants on 10 mm, siis ehitusgeodeet peab tagama selle väljamärgimisel ja möödistamisel 4 mm täpsuse (99,3% tõenäosusega).

Ehitusgeodeesia erinevate täpsushinnangute, märkimis- ja möödistustööde arvutuste teoreetilised alused ning üldvalemid on üldistavalt koondatud selle õpiku jaotisesse 2.3. Nende juurde tuleb pöörduda järgnevates jaotistes kirjeldatud geodeetiliste mõõtmiste plaanisel ja andmetöötlusel. **Teemaspetsiifilised nõuded mõõtmistöödele on esitatud vastavates jaotistes.**

Kuivõrd ehituse detailsetel töödel on lubatud suhteliselt väikesed vead, omab suurt tähtsust märgitavate punktide ja abipidejoonte kindlustamise (teisisõnu ka fik-

seerimise) vigade suurus. Lukjanov (1990) on pikaajalise uuringu tulemusena leidnud, et hoolikal tööl ei ületa punktide ja abipidejoonte kindlustamise vead tabelis 1.1 esitatud standardhälvete väärtuseid. Tabeli kommentaariks tuleb lisada, et kindlustamise täpsus sõltub suuresti töö hoolikusest, kuid ka näiteks vaia, asfaldinaela või betooninaela jämedusest ja otsa teravusest. Kui kindlustamiseks kasutatakse markerit, on oluline tegur ka markeri laius. Samuti mõjutab täpsust märkimisväärselt pinnas, millesse punkte kindlustatakse. Näiteks saab maapinda asfaldinaela ilmselt täpsemini vajutada, kui seda asfaldisse haamerdada. Seega võivad eeltoodust tulenevalt esitatud täpsushinnangud väheneda.

Tabel 1.1. Punktide ja abipidejoonte kindlustamise standardhälbed (Lukjanov, 1990).

Meetod	Täpsushinnang (σ , mm)
Skalpelliga metallplaadile tehtud märkjoon	0,3
Kärnimärk metallplaadil	0,5
Pliiatsijoon siledal betoonpinnal	0,5
Pliiatsijoon karedal betoonpinnal	0,8
Peene markeriga üle joonistatud pliiatsijoon siledal betoonpinnal	1,0
Peene markeriga üle joonistatud pliiatsijoon karedal betoonpinnal	1,2
Maapinda vajutatud asfaldi- või betooninael	0,7
Maapinda löödud terasvarras	1,5
Maapinda löödud puitvai	2,0

Kavandades konkreetse objekti ehitusgeodeetilisi töid, on oluline arvestada järgmiste asjaoludega.

- Kindlaks tuleb teha ehitusnormid, millest peab projektikohaselt juhinduma.
- Välja tuleb selgitada, kas projekt näeb ette erinõudeid ehitusgeodeetiliste tööde täpsusele. Kui projekt ehitusgeodeetiliste tööde täpsusele nõudeid ei sätesta, võib lähtuda standardist FOCT P 58941-2020 ehk **ehitusgeodeetiliste tööde täpsus peab jääma 40% piiresse vastava ehitustöö või ehituskonstruksiooni lubatud veast.**
- Lähtudes ehitusgeodeetiliste töödele ette nähtud täpsusest, tuleb kindlaks teha, kas ehituskonstruksioone on võimalik nõutud täpsusega mõõdistada. Hinnata tuleb, millise instrumendi ja meetodiga ettenähtud täpsuse saavutada võiks. Lisaks tuleb planeerida ehitusplatsi märkimisalus selliselt, et objektile olev mõõdistusgeomeetria (raken-dades nt joonelis-nurgalist vastulõiget) tagaks piisava täpsuse.

- Üksiku ehitise korral tuleb kõrgused vundamendile anda hoone nullist, arvutades need ümber absoluutkõrgustest. Oma tinglikku nullkõrgust võib igal korral (st tööde horisondil) kasutada tehasevalmidusega detailidest monteeritavate hoonete puhul, kuna sellisel juhul on olulisimad mitte absoluutkõrguste hälbed, vaid eeskätt kõrguste ühtlus korral. Sama kehtib ka näiteks sildkraanateede rajamisel, kus on samuti tähtis kraanatalade ja neile paigaldatavate rööbaste ühtlane kõrgus, mille kohta on nõudmised rangemad kui vundamentide ja postide paigalduskõrguse täpsusele. Kui tegemist on aga monoliitbetoonist või tellisehitistega, tuleb arvestada absoluutkõrgusega või siis vähemalt hoone nulliga. Kõigi korruste mõõdistamine tuleb hoone nulliga siduda ka siis, kui hoone rajamine toimub astmeliselt ehk enne mingi korruse rajamise lõpetamist alustatakse juba järgmise korruse rajamisega (seda tehakse, olgugi et ehitustehnoloogiliselt pole see lubatav).
- Eraldi tuleb plaanida tööohutuse meetmed.

Enne ehitustöid on soovitatav koostada objekti kvaliteedijuhtimissüsteemi osana ka ehitusgeodeetiliste tööde kava, mis loetleb vajalikud ehitusgeodeetilised tööd ja nende täpsusnõuded. Samuti tuleks ära märkida tellija, ettevõtja ja allettevõtjate ning neid esindavate geodeesiaorganisatsioonide kohustused ja vastutus tööde õigeaegse tegemise ja täpsuse eest ning teostusjooniste liikumise kord. Selline projekt on eriti oluline, kui ehitusgeodeetiliste tööde kavandaja leiab, et tööde täpsus peab olema suurem kui ISO 4463-1 ette näeb.

Kuna ehitusgeodeetilised mõõtmised on suure varieeruvusega tööliik, pole Eestis olnud võimalik kehtestada kõikide tööde aruandluseks kindlat standardit. Pigem lähtutakse ehitusgeodeesia ettevõtetes ajaproovile vastu pidanud headest tavadest ja uue tehnoloogiaga tulnud uuendustest. Oleneb ju aruandluse koosseis ja mahukus ehitusobjekti eripärast ning tihti ka ehitaja nõuetest, mistõttu see õpik ei pretendeeri sellise standardi väljatöötamisele. Siiski, vormistuslikud üldnõuded ehitusuuringute aruandlusele on sätestud MTM 22.04.2016. aasta määruses nr 34 järgmiselt.

§ 9. Uuringu vormistamine

(1) Uuringu tulemus vormistatakse järgmistest osadest koosneva aruandena:

- 1) tellija lähteülesanne;
- 2) seletuskiri;
- 3) objekti asukoha skeem koos mõõdistusalaga;
- 4) geodeetilise mõõdistamisvõrgu skeem, mis võimaluse korral ühildatakse objekti asukoha skeemiga;
- 5) mõõdistamisvõrgu arvutus ja tulemus;
- 6) tehnovõrkude omanike või valdajate loetelu koos neilt saadud kinnituste ja märkustega;

- 7) kaevude ja muude rajatiste tehnilised andmed tellijaga kokku lepitud vormingus;
 - 8) maa-ala plaan;
 - 9) muu asjakohane lisa.
- (2) Seletuskirjas märgitakse:
- 1) objekti üldandmed;
 - 2) uuringu tegemise aeg, tuues eraldi välja välitööde tegemise aja;
 - 3) uuringu teinud isiku nimi, registrikood ja kontaktandmed ning majandustegevuse registri number;
 - 4) uuringu eest vastutava pädeva isiku nimi ja kvalifikatsioon ning kaasatud isikute nimed;
 - 5) tellija nimi;
 - 6) lähtepunktide andmed, andmete päritolu register, geodeetiline süsteem;
 - 7) geodeetilise sidumise andmed ja saavutatud täpsused;
 - 8) kasutatud varasemate geodeetiliste tööde loetelu ja viited nende kasutamisele;
 - 9) andmed kasutatud mõõdistusmetoodika, mõõdistusseadmete, andmetöötuse ja tarkvara kohta;
 - 10) selgitused maa-alal paiknevate tehnovõrkude kohta;
 - 11) ülevaade katastriüksuste piiridest, nende päritolust, plaanile kandmise viisist ja uuringu käigus tuvastatud vastuoludest piirandmetes või piiride tähistuses koos võimaliku lahendusega, milleks võib olla vajadus katastrimõõdistamisega piire täpsustada;
 - 12) tellijale, ehitisregistrile ning kohaliku omavalitsuse üksusele antavate materjalide loetelu ja väljastusviis;
 - 13) vajaduse korral muu selgitav märkus.
- (3) Uuringu aruande peab allkirjastama uuringu eest vastutav pädev isik.

§ 11. Teostusmõõdistamise vormistamine

- (1) Teostusmõõdistamise tegija vormistab teostusmõõdistamise teostusjoonisena või -jooniste komplektina. Asjakohasel juhul, näiteks joonise lehtede suure arvu korral, vormistatakse teostusmõõdistamine aruandena.
- (2) Teostusjoonisel esitatakse:
- 1) mõõdistatud objekti asukoht ja aadress;
 - 2) mõõdistatud objekti nimetus;
 - 3) tellija ja ehitaja nimi;
 - 4) mõõdistamise teinud isiku nimi ja registrikood ning majandustegevuse registri number;
 - 5) teostusmõõdistamise eest vastutava pädeva isiku nimi ja kvalifikatsioon ning kaasatud isikute nimed;
 - 6) mõõdistamise kuupäev või periood;
 - 7) lähtepunktide andmed, andmete päritolu register, geodeetiline süsteem;

- 8) joonise mõõtkava, erinevate mõõtkavade korral kõik mõõtkavad;
 - 9) teostusmõõdistatud objekt ja sellega seotud objektid;
 - 10) maa-aluse tehnovõrgu teostusmõõdistamise ajal tuvastatud objektiga ristuvad muud tehnovõrgud koos selgitava teabega;
 - 11) objekti asendi visuaalseks tajumiseks vajalikud lähedusse jäävad ehitised;
 - 12) vajalikud abijoonised;
 - 13) katastriüksuste piirid, katastritunnused ja nimed;
 - 14) tänavanimed, majanumbrid;
 - 15) vähemalt neli koordinaatvõrgu risti, millest vähemalt kahele ristile on omistatud koordinaatväärtused;
 - 16) põhja-lõuna suuna tähis.
- (3) Teostusmõõdistamise joonise või aruande peab allkirjastama teostusmõõdistamise eest vastutav pädev isik.

Peatükk 1 kontrollküsimused

1. Mis on ehitusgeodeesia põhiülesanded ja põhilised alaliigid?
2. Mis on teostusmöödistamise eesmärk?
3. Kirjelda ehitusgeodeetiliste möödistustööde ja klassikalise geodeetilise möödistamise tähtsamaid erinevusi.
4. Kirjelda, kuidas ja/või mille abil määrata märkimistööde ning teostusmöödistuse nõutav ehitusgeodeetiline täpsus (st möödistusele lubatud vead).
5. Kirjelda põhilisi ülesandeid ehitusgeodeetiliste tööde plaanimisel.
6. Kas ehitusgeodeetilistel töödel on range sidumine absoluutkõrgusega (Amsterdami nulliga) alati õigustatud?

2. Ehitusplatsi märkimisaluse kavandamine ja täpsushinnangud

Ehitusplatsi märkimisaluse loomist võib pidada esimeseks ehitustegevusega seotud geodeetiliseks tööks ja see tehakse ehituse ettevalmistusperioodil. Laiemas mõttes kuuluvad ehituse ettevalmistusperioodi ka projektieelsed topo-geodeetilised uurin-
gud, kuid neid vaadeldakse tihti omaette tööna. Ehitusplatsi märkimisaluse peab olema seotud ehituspiirkonnas oleva riikliku või kohaliku geodeetilise võrguga, mis tõstatab järgmise probleemi: üldkasutatavad geodeetilised võrgud on taandatud ellipsoidile ja kaardiprojektsiooni tasandile (Eestis on kaardiprojektsiooniks LAMBERT-EST). Näiteks Eesti linnades ja alevites varieerub L-EST97 tasapinnaliste ristkoordinaatide süsteemi Lamberti projektsiooni ja maapinna kõrguse ühendatud mõõtkava tegurist tingitud parand -81 ppm kuni $+85$ ppm (Jürgenson, 1995). Seevastu hoonete gabariidid ja nende detailid projekteeritakse tegelike mõõtmetega (st mõõtkavategur on 1,0). **Seega on soovitatav riikliku või kohaliku geodeetilise võrguga siduda (ja tasandada selle süsteemis) vaid ühe ehitusplatsi märkimisaluse joone – baasjoone – suund. Sellele joonele omistatakse sidumiskäigu arvutustega saadud direktsiooninurk, aga ainult joone alguspunktile (st baaspunktile) antakse sidumiskäigu tasandamisest saadud koordinaadid.** Seejärel toimuvad ehitusplatsi märkimisaluse edasised mõõdistustööd ja arvutused. Neid põhimõtteid käsitleb lähemalt jaotis 2.1.

Ehitusplatsi märkimisaluse realiseerib enne defineeritud koordinaatide süsteemi, mis määrab koordinaatide võrgu alguspunkti, orientatsiooni ja muud seda kirjeldavad parameetrid. Olenevalt ehitusplatsi mõõtmetest eristab ehitusgeodeesia rahvusvaheline standard ISO 4463-1 kolme liiki koordinaatide süsteeme:

- suurtel ehitusaladel – ehituspiirkonna koordinaatide võrk (*location grid*);
- väiksematel (mõne hoonega) ehitusaladel – ehitusplatsi koordinaatide võrk (*site grid*);
- üksiku ehitise või selle osa piires – struktuurvõrk (*structural grid*).

Ehituspiirkonna, aga eriti ehitusplatsi ja struktuurvõrgu koordinaatide süsteemis on soovitatav kasutada väikseid (meetrite täisosa ei tohiks ületada tuhandet) ja positiivseid koordinaatarve ehk koordinaatide võrgu alguspunkt peaks asuma ehitusplatsi vahetus läheduses. See võib aidata hõlbustada andmete käsitlust, eriti kui mõõdistustöödesse kaasatakse massandmekorje meetodeid (nt laserskaneerimine või droonipõhine mõõdistus), kuna punktide andmetöötlusel võivad suured koordinaatide väärtused mõnes tarkvaras probleeme põhjustada. Samuti välistab see olukorra, kus ehitusplatsi märkimisaluse koordinaadid lähevad segi riikliku või kohaliku geodeetilise võrgu omadega. Nimetatud ehituskoordinaatide süsteemid tuleb

kooskõlastada projekteerijatega enne ehitise märkimistööde algust, et nii geodeedid kui ka projekteerijad töotaksid ühtses koordinaatide süsteemis.

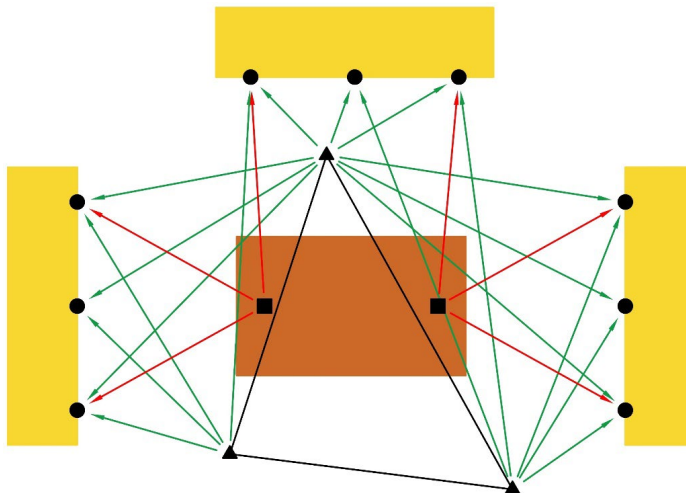
Ehituspiirkonna koordinaatide võrk on oluline suurte ehitusplatside korral. Selle põhiülesanne on projekteerijate abistamine näiteks piiride, ehitiste, teede ja maa-aluste tehnovõrkude asukohtade määramisel. Üldjuhul on nimetatud objektide paigutusel tegemist vabaplaneerimisega, mistõttu on need omavahel seotud hariliku topograafilise täpsusega. Seega on siin soovitatav kasutada riiklikku koordinaatide süsteemi (L-EST97), mis võrdsustatakse ehituspiirkonna koordinaatide võrguga. Kui tegemist on aga tööstusehitusega, kus kasutatakse täisnurkset planeerimist, võib otstarbekaks osutuda eraldi ehituspiirkonna koordinaatide võrgu loomine, mis tuleb orienteerida rajatiste üldise asendi järgi. Kuna tööstuskompleksi rajatiste omavahe-line seos on tõenäoliselt rangem, peaks ehituspiirkonna koordinaatide võrgu aluseks olev projektsioon vältima ellipsoidile ja kaardiprojektsiooni tasandile taanduse pa-randeid. Näiteks 50 m keskmise kõrguse (Eesti ligikaudne keskmine kõrgus) ja kilo-meetrise joonepikkuse korral on ellipsoidile taanduse parand kuni 11 mm, aga taan-dusparand LAMBERT-EST kaardiprojektsiooni tasandile võib Eestis ulatuda lausa 139 mm-ni. Seetõttu peab taanduspind vastama ellipsoidi asemel ehituspiirkonna keskmisele kõrgusele. Võimalikke projektsioone, mille abil minimeerida moonu-tuste mõju, käsitleb lähemalt jaotis 2.2.

Standard ISO 4463-1 jaotab ehitusplatsi märkimisaluse kahte järku: **I järk ehk tugivõrk** (*primary system*) ja **II järk ehk ehitise märkimisalus** (*secondary system*). Mõlemat koos kasutatakse üldiselt suurtel või piiratud juurdepääsuga ehi-tusplatsidel ja pikkade või keerukate ehitiste korral. Varem rajati tugivõrk reeglina range ruudustikuna, mille tingis kasutada olnud instrumentidega seotud märkimis-metoodika. Range ruudustiku põhimõttel rajatud tugivõrk ei ole aga eriti püsikindel, sest punktid võivad jääda tulevaste ehitiste alla ja ohutsoonidesse (nt ajutiste teede, tehnovõrkude või muude ehitiste asukohad, pinnase teisaldamise piirkonnad ja ma-terjalide laoplat-sid). Samuti võib kannatada sellise tugivõrgu kasutusmugavus, kuna vajalikud mõõdistussuunad võivad jääda varjatuks (nt alaliste või ajutiste ehitiste ja materjalide laoplat-side poolt). Seetõttu on tänapäeval otstarbekam **paigutada tugi-võrgu punktid sobivatesse asukohtadesse vabalt, kus valiku põhiliseks kritee-riumiks on punktide säilivus ja kasutatavus kõigil ehitusperioodidel.**

Kuigi tugivõrgu punktid võib paigutada vabalt valitud kohtadesse, siis mak-simaalne täpsus ja jäikus saavutatakse, kui tugivõrk rajatakse geodeetiliste nelinurka-dena või kolmnurkadest koosnevate tsentraalsüsteemidena, mis mõõdistatakse late-rangulatsiooni põhimõttel. Neid põhimõtteid käsitlevad lähemalt jaotised 2.1.3 ja 2.1.4. Lihtsamatel juhtudel võib võrdväärse täpsuse saavutada ka polügonomeetria-t rakendades ja ehitise märkimisaluse puhul vastulõigete (enamasti joonelis-nurgaline vastulõige) meetodeid kasutades. Mis puutub täpsusesse, siis ISO 4463-1 jaotab tugivõrgu punktide omavahelise täpsuse kontrolli kahte astmesse. Esimese astme

kontrolli käigus võrreldakse vahetult mõõdetud suundasid ja kauguseid tasandatud koordinaatide järgi arvutatud suundade ja kaugustega. Teise astme kontroll hõlmab aga tasandamata koordinaatide järgi arvutatud suundade ja kauguste võrdlust kontrollmõõdistuse vastavate väärtustega. Küll aga on ISO 4463-1 punktides 14.5.1 ja 14.5.2 esitatud lubatud hälbed vananenud ega vasta enam tänapäeva tehnikale ja meetoditele ehk need nõuded on lihtsasti täidetavad. Seega võiks arvestada, et tugivõrgu nurgad ja kaugused tuleb mõõta vähemalt kahe täisvõttega, sealjuures joonepikkused kummastki otsast. Erinevused täisvõtete vahel võib autorite soovitusel lubada kuni 8".

Tugivõrgu koostasandatud põhisüsteemi moodustavad maapinnal kindlustatud punktid, mis tasub soovituslikult paigutada säilitatavate ehitiste vahetusse lähedusse (1–3 m kaugusele hoonete seintest), säilitatavale asfalditud kõnniteele või piirdetarde äärde. Vastasel korral tuleb tugivõrgu punktide ümber rajada tugevad ja silmatorkavad piirded. Igal tugivõrgu punktil peab olema tagatud vähemalt kahe orientiirsuuna säilivus. Täiendavalt kasutatakse tagasivaatepunktidenä või vastulõike lähtepunktidenä seinapunkte, mille koordinaadid peab määrama vähemalt kahelt põhisüsteemi punktilt, et need ei oleks rippuvad. Seinapunkte kasutatakse, kui on oht, et põhisüsteemi punktide vahel kaob nähtavus või naaberpunktid võivad hävida. Tugivõrgu kavandamisel tuleb abimaterjalina kasutada objekti asendiplaani, mis kujutab alaliste hoonete, tehnovõrkude, teede ja platside paiknemist, vt nt joonis 2.1.



Joonis 2.1. Üksiku hoone ehitusplatsi (pruun) märkimisalus näitlik skeem. Mustad kolmnurgad on tugivõrgu punktid, mustad jooned tugivõrgu jooned. Tugivõrgult koordineeritakse polaarmetodil naaberhoonete seintele kindlustatud ehitise märkimisalus punktid (mustad ringid; rohelised nooled näitavad mõõtmiste sihte). Mustad ruudud on korruste märkimistööde seisupunktid, mis orienteeritakse joonelis-nurgalise vastulõikega ehitise märkimisalus punktidele (punased nooled näitavad mõõtmiste sihte).

Tugivõrgu ja ehitiste (hooneväliste) märkimisaluste parema kooskõla huvides tasub uurida ka üksikute hoonete fassaadide ja konstruktsioonide lõigete jooniseid ning vundamentide ja korruste plaane. Materjalide ladustamise piirkonnad, ajutiste ehitiste paigutuse ja kaevikute piirid keeruka reljeefi korral peaks esitama ehitusplatsi plaan. Pinnase teisaldamise piirkonnad ja mahud on näidatud vertikaalplaneerimise joonisel, mis ühildatakse sageli objekti asendiplaaniga.

Ehitise märkimisaluse rajamisel on palju ühist tugivõrgu rajamisega. Üksikute ehitiste puhul piirdataksegi tihti ainult ehitise märkimisalusega, mis sarnaselt tugivõrguga tuleb sellisel juhul siduda riikliku või kohaliku geodeetilise võrguga. Varem rajati ehitise märkimisaluse peaaegu eranditult hoone põhitelgedele sihipunktidenä, milleks üldjuhul loeti hoone asukohta ja gabariite määravaid piki- ja risttelgi (üldjuhul äärmised teljed) ning muid vastava ehitise konstruktsioonist lähtuvaid olulisi telgesid. Arvestades tänapäeva mõõdistustehnika ja metoodika võimalusi, paindlikke projektlaheandusi ning karmimaid nõuded ehitusplatsi piiridele, on telgedest lähtuv ehitise märkimisaluse iganenud (erandjuhtuks on väiksemad ühepere elamud, kus märktarale märgitakse telgede sihipunktid). Seeasemel tasub ehitise märkimisaluse punktid kindlustada näiteks säilitatavate naaberhoonete seintele, mis on lähtepunktidenä aluseks näiteks joonelis-nurgalisele vastulõikele. Kui ehitusplatsi märkimisaluse koosneb nii tugivõrgust kui ka ehitise märkimisalusest, tasub viimase punktid määrata polaarmetodil kahest tugivõrgu punktist, et need ei oleks rippuvad. Sellist olukorda kujutab joonis 2.1. Seevastu üksikute ehitiste puhul leiab praktikas tihti rakendust lähenemine, kus mõõdistustööde baasjaam rajatakse joonelis-nurgalise vastulõikega kohaliku geodeetilise võrgu punktidele või nende vähesuse (või puudumise) korral RTK-GNSS (reaalaja kinemaatilise - ülemaailmne satelliitnavigatsioonisüsteem) meetodil mõõdistatud punktidele. Edasi toimub polaarmetodil ehitise märkimisaluse punktide määramine, mis antud juhul jäävad rippuvateks. Selline lähenemine ei võimalda olulist kontrolli, mistõttu võib saavutatav täpsus edasistel mõõdistustöödel märgatavalt kannatada.

Kõrguslikuks aluseks tuleks ehitusplatsile rajada juba topo-geodeetiliste ja geoloogiliste uuringute ajal vähemalt kaks põhireeperit, mis seotakse kahe riikliku või kohaliku kõrgusvõrgu reeperiga tehnilise või täpse nivelleerimise nõuetele vastavalt. Ehitusplatsi põhireeperite vaheline kõrguskasv tuleb hiljem täpsustada vähemalt III klassi nivelleerimise või trigonomeetrilise keskelt nivelleerimise käiguga. Viimase korral tuleb kasutada elektrontahhümeetrit nominaalse nurgamõõtmise täpsusega vähemalt 2"; mõõdistama peab vähemalt kaks täisvõtet ja vaatekiire pikkus ei tohi ületada 100 m. Lisaks põhireeperitele kindlustatakse vahetult tööhorisontidele tööreeperid. Suurtel ehitusplatsidel peab põhireeperite tihedus võimaldama mistahes tööreeperi sidumist nivelleerimiskäiguga, mille seisude arv ei ületa kahte, või ühe seisuga trigonomeetrilise nivelleerimisega. Lähtudes standardist ISO 4463-1, ei tohi lähimate põhireeperite vahekaugus ületada 200 m ja nende omavahelise kõrguskasvu

viga on lubatud kuni ± 5 mm. Ka põhireeperi ja tööreeperi vahelise kõrguskasvu viga ei tohi ületada ± 5 mm, kusjuures mistahes tööreeper ei tohi lähimast põhireeperist jääda kaugemale kui 160 m. Ka lähimate tööreeperite vahekaugused peavad jääma 160 m piiresse.

Põhireeperid tasub kindlustada kapitaalsete hoonete seintesse või vundamentidesse (st rajatakse seinareeperid). Standard CII 47.13330.2016 „Ehitusuuringud“ sätestab, et hoone, millesse rajatakse seinareeper, peab olema ehitatud vähemalt kahe aasta eest, ei tohi alluda vajumisele ja selle ligidale ei tohi olla kavandatud kaevikuid ega rammimis- või lõhketöid. Hoone stabiilsuse selgitamiseks on soovitatav teha kaks kuuekuulise perioodiga või kolm kolmekuulise perioodiga kõrgtäpset vajumisvaatlust. Seinareepereid võib nivelleerida kolm päeva pärast paigaldamist. Kui seinareeperite rajamiseks puuduvad sobivad hooned, tuleb rajada allpool külmumispiiri asuvate ankrutega pinnasreeperid, mille peaks ühildama ehitusplatsi märkimisaluse punktidega. Pinnasreeperid peaksid projekteeritud ehitisest jääma vähemalt 50 m kaugusele. Kui ehitise konstruktsioon on kerge, võib seda kaugust vähendada kuni poole võrra, aga vaivundamendi rajamisel peaks seda kahekordistama. Ideaalis tuleks pinnasreeper paigutada liivapinnasesse. Külmakergete seisukohast on kõige ohtlikumad tolmsed liivsavid ja saviliivad. Soistes pinnastes tuleks kasutada metalltoru-reepereid vintankruga või rammvaiasid, mis süvistatakse kandva kihini. Reeperi varras või toru on soovitatav katta nakkekülmumisvastase seguga. Standardi CII 47.13330.2016 järgi võib pinnasreepereid nivelleerida juba 10 päeva pärast paigaldamist.

2.1. Tugivõrgu täpsust mõjutavad tegurid

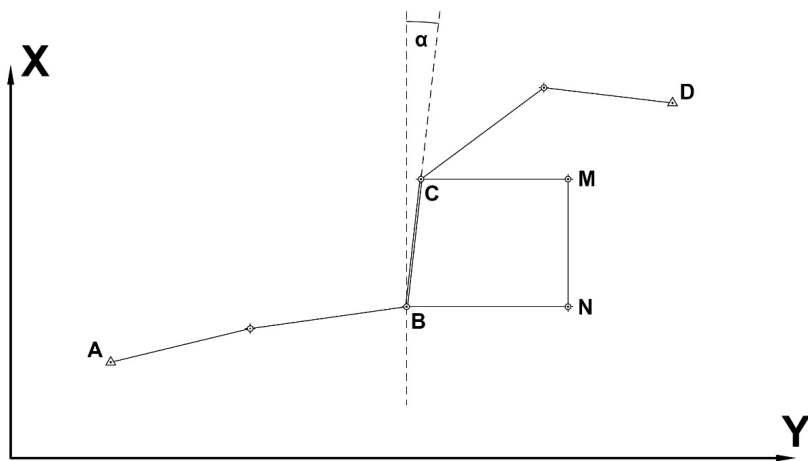
Projekteerimisalusena kasutatavate topograafiliste plaanide puhul jäävad projekteeritud objektide ja olemasoleva situatsiooni sobitamise vead, mis on tingitud mõõtkava moonutustest, üldjuhul tühisteks. Probleemid võivad aga tekkida ehituse märkimistöödel (ka teostusmöödistamisel), kus eri lähtepunktidest määratud tööpunktide asendite erinevused võivad ületada kõiki mittemuldehitiste ehitustolerantse. Nagu peatükis 2 juba mainiti, on see tingitud ehitiste projekteerimisest ortogonaalses projektsioonis ilma ellipsoidile ja kaardiprojektsiooni tasandile taanduse paranditeta. Seetõttu ei tohi neid taanduse parandeid kasutada ka tugivõrgu (või üldisemalt ehitusplatsi märkimisaluse) rajamisel. Samuti tasub meeles pidada, et kõik järgnevad ehitusgeodeetilised tööd (märkimistööd ning kontroll- ja teosmöödistamine) tuleb teha mõõtkavateguriga 1,0.

Kuna tugivõrk peab olema seotud riikliku või kohaliku geodeetilise võrguga, tuleb rajatavasse sidumiskäiku, kus kasutatakse kõiki taandusparandeid, kaasata

kaks (ja ainult kaks) tugivõrgu naaberpunkti. Neist üks valitakse baaspunktiks ja teine suunapunktiks. Sellisel juhul erinevad tugivõrgu koordinaadid riiklikest või kohalikest koordinaatidest üldjuhul võrdlemisi tühiselt, sest tugivõrgule taotletakse suhteliselt suurt täpsust ja enamasti on tugivõrgud pigem väheulatuslikud. Näiteks MTM 22.04.2016 määrus nr 34 lubab mõõtkava 1 : 500 korral mõõdistusvõrgu juhusliku punkti veaks lähimate lähtepunktide suhtes kuni 5 cm ja hoone mõõdistamise suurimaks plaaniliseks veaks mõõdistusvõrgu punktide suhtes samuti 5 cm. Seega peaksid ehitusplatsi objektide koordinaadid jääma riikliku või kohaliku geodeetilise võrgu suhtes ikkagi nõutud täpsuse piiresse (arvestades topo-geodeetilist mõõdistust).

2.1.1. Riiklik või kohalik geodeetiline võrk ehituskoordinaatide süsteemi asemel

Järgnevalt vaadeldakse tugivõrgu sidumist polügonomeetriakäiguga ABCD (vt joonis 2.2), kus A ja D on näitlikult riikliku (aga võivad olla ka kohaliku) geodeetilise võrgu punktid. Selles olukorras peaks tugivõrgu baasjoone BC (või CB) rajama võimalikult täpselt direktsiooninurgaga 0° (või 180°), kuna vastasel juhul muutub tugivõrgu BCMN tasandamisel baasjoone direktsiooninurk. Tugivõrgu baasjoon võib olla ka Y-telje suunaline. Sellises olukorras tuleks baasjoon rajada võimalikult täpselt direktsiooninurgaga 90° või 270° .



Joonis 2.2. Tugivõrgu sidumine riikliku (aga analoogiliselt ka kohaliku) geodeetilise võrguga (Kala, 2010).

Baaspunktiks valitakse siin punkt B, mille koordinaadid X_B ja Y_B saadakse polügonomeetriakäigu ABCD tasandusest, polügonomeetriakäigu arvutused arvestavad ellipsoidile ja kaardiprojektsiooni tasandile taanduse parandeid. Lisaks määratakse

nende arvutuste tulemusena baasjoone BC direktsiooninurk α_{BC} . Edasi toimuvad tugivõrgu mõõdistused, kus mõõdistatakse kõik CMNB, misjärel arvutatakse punktide C, M ja N koordinaadid, lähtudes punkti B koordinaatidest ning direktsiooninurgast α_{BC} . Joonepikkust s_{BC} , nagu ka kõiki teisi tugivõrgu BCMN joonepikkuseid, kasutatakse ellipsoidile ja kaardiprojektsiooni tasandile taanduse paranditeta ehk nii, nagu need 1,0 mõõtkavateguriga mõõdetud on. Tugivõrgu tasandamisel vabavõrguna punkti B koordinaate ei tasandata ja punkti C koordinaatidest tasandatakse ainult X-koordinaat, kusjuures Y-koordinaat jääb muutumatuks. Kui baasjoone direktsiooninurk oleks ligikaudu 90° või 270° , siis tasandataks ainult C punkti Y-koordinaat ja X-koordinaat jääks muutumatuks.

Kuna alati ei ole võimalik baasjoont täpselt 0° , 90° , 180° või 270° direktsiooninurgaga rajada, võib tekkida küsimus, kui palju baasjoone direktsiooninurk neist väärtustest erineda võib. Selleks on vaja teada mõõdistustööde (ning sellest tulenevalt ka tugivõrgu) täpsust ja kuju iseloomustavaid parameetreid, misjärel saab küsitut eelhindata. Kuna hinnang antakse analüütiliselt, tuleb püstitada teatavad eeldused. Esmalt määratakse lihtsustusena, et tugivõrk BCMN on ruudukujuline, küljepikkusega 200 m (küljepikkust tähistab s).

Joonemõõtmise vea leidmiseks eeldatakse, et

- kasutatava elektrontahhümeetri valguskaugusmõõduri nominaalne täpsus (σ_{inst}) on $2 \text{ mm} + 2 \text{ ppm}$;
- mõõdistusel tehakse kaks täisvõtet, sealjuures mõõdetakse joonepikkused kummastki otsast (nagu peatükis 2 soovitus anti). Seega on iga joonepikkus määratud kaheksa poolvõttega (poolvõtete arvu tähistab n);
- tsentreerimise täpsus on nii instrumendil (σ_{TInst}) kui ka prisma (σ_{TSpris}) 1 mm (Jürgenson, 2009). Need väärtused võib jagada teguriga $\sqrt{2}$, mis annab tsentreerimise joonelise elemendi keskmise vea mõõdetava joone suunal (ekstreemsed vead on kas 0 mm või 1 mm);
- välistingimustest tingitud viga (σ_{VT}) eeldatakse aprioorselt 1 mm.

Esmalt tuleb määrata 200 m pikkuse joone mõõtmise instrumentaalne viga:

$$\sigma_{inst}^s = \frac{\sigma_{inst}}{\sqrt{n}} = \left(2 + 2 \cdot \frac{200}{1000}\right) / \sqrt{8} = 0,8 \text{ mm.} \quad (2.1)$$

Kuna eeltoodud weakomponendid ei korreleeru, saab ühe joone mõõtmise koguvea leida järgmiselt:

$$\sigma_s = \sqrt{\sigma_{inst}^2 + \sigma_{TSinst}^2 + \sigma_{TSpris}^2 + \sigma_{VT}^2} = \sqrt{0,8^2 + \left(\frac{1}{\sqrt{2}}\right)^2 + \left(\frac{1}{\sqrt{2}}\right)^2 + 1^2} = 1,6 \text{ mm.} \quad (2.2)$$

Nurgamõõtmise vea leidmiseks eeldatakse, et

- kasutatud elektrontahhümeetri nurgamõõtmise nominaalne täpsus (σ_{inst}) on 2". Siin kohal on oluline mainida, et andmebrošüürides esitatakse nurgamõõtmise nominaalsed täpsused standardi DIN 18723 järgi ehk nominaalne täpsus iseloomustab ühe suuna määramise täpsust. Selleks, et määrata nurga väärtus, on vaja mõõta kaks suunda. Seega, saavutamaks nurgale esitatud nominaalset täpsust, tuleb mõõta 2 täisvõtet (arvestades juhuslike vigade iseloomu);
- mõõdistusel tehakse kaks täisvõtet (nagu peatükis 2 soovitus anti). Seega on iga nurk määratud nelja poolvõttega (poolvõtte arvu tähistab n);
- prisma tsentrite viseerimise/suunamise kõrvalekalle (ds) on 1 mm;
- tsentreerimisest tulenevad vead on nii instrumendil (σ_{TSinst}) kui ka prisma (σ_{TSpris}) 1" (200 m joonepikkuse korral vastab see ligikaudu 1 mm, nagu selgub valemist 2.4 – arvutusloogika on sama). Need väärtused võib jagada teguriga $\sqrt{2}$ (vt valem 2.6), mis annab tsentreerimise keskmise nurgalise vea mõõdetava joone suhtes risti (ekstreemsed vead on kas 0" või 1");
- välitingimustest tingitud viga (σ_{VT}) on 1,5";
- elektrontahhümeetri kompensaatorist tuleneva vea mõju on tühine. Kompensaatori viga mõjutab rohkem vertikaalnurga määramist.

Esmalt tuleb jällegi määrata instrumentaalne viga, aga seekord nurgamõõtmise (ülaindeks β on valitud tähistamiseks lihtsalt nurgamõõtmisest tulenevat viga):

$$\sigma_{inst}^{\beta} = \frac{2\sigma_{inst}}{\sqrt{n}} = \frac{2 \cdot 2}{\sqrt{4}} = 2,0''. \quad (2.3)$$

Seejärel peab leidma ka viseerimisvead kahel suunal (võrdsed, kuna tugivõrk eeldatakse ruudukujuliseks):

$$\sigma_{vis}^I = \sigma_{vis}^{II} = \frac{ds}{s} \rho'' = \frac{1}{200 \cdot 10^3} \cdot \frac{180 \cdot 60 \cdot 60}{\pi} = 1,0'', \quad (2.4)$$

kus viseerimise koguviga avaldub:

$$\sigma_{vis} = \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{n}} \sqrt{\sigma_{vis}^{I^2} + \sigma_{vis}^{II^2}} = \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{4}} \sqrt{1,0^2 + 1,0^2} = 1,0'' \quad (2.5)$$

Ka nurgamõõtmise koguvea (ei sõltu nurga suurusest) arvutamisel eeldatakse, et eeltoodud weakomponendid ei korreleeru, mistõttu see leitakse:

$$\begin{aligned} \sigma_{\beta} &= \sqrt{\sigma_{inst}^{\beta^2} + \sigma_{vis}^2 + \sigma_{Tsinst}^2 + \sigma_{Tspris}^2 + \sigma_{VT}^2} = \\ &= \sqrt{2,0^2 + 1,0^2 + \left(\frac{1}{\sqrt{2}}\right)^2 + \left(\frac{1}{\sqrt{2}}\right)^2 + 1,5^2} = 2,9'' \end{aligned} \quad (2.6)$$

Edasi saab leida polügonomeetriakäigu hinnangulised sulgemisvead järgmiste valemite abil (Bolšakov ja Levčuk, 1985):

$$\sigma_{fX} = \sqrt{\sum_{i=1}^m \sigma_{s_i}^2 \cos^2 \alpha + \sum_{i=1}^m \frac{\sigma_{\beta_i}^2}{\rho''^2} \Delta Y_i^2}; \quad (2.7)$$

$$\sigma_{fY} = \sqrt{\sum_{i=1}^m \sigma_{s_i}^2 \sin^2 \alpha + \sum_{i=1}^m \frac{\sigma_{\beta_i}^2}{\rho''^2} \Delta X_i^2}, \quad (2.8)$$

kus m on polügonomeetriakäigu elementide arv (nurgad või jooned – ruudu korral on see 4) ning ΔX ja ΔY on koordinaatide juurdekasvud. Valemis tähistab α direktsooninurka ja σ_{β} allindeks β viitab lihtsalt nurgamõõtmisest tulenevale veale. Arvutustel püstitatakse eeldus, et mõõtmised olid võrdtäpsed; lisaeeldusena arvestatakse, et joone s_{BC} Y-koordinaadi juurdekasv on tühine. Otsides hetkel huvi pakkuvat X-telje suunalist sulgemisviga (σ_{fX}), kehtivad seega järgmised asjaolud:

- neljast joonest kaks on ligikaudu Y-telje suunalised (st $\cos^2 \alpha \approx 0$) ja ülejäänud kaks X-telje suunalised (st $\cos^2 \alpha \approx 1$);
- neljast koordinaatide juurdekasvust ΔY kaks on nullilähedased ja ülejäänud kaks võrduvad ligikaudu käigu küljepikkusega 200 m.

Niisiis on valemi 2.7 põhjal arvutatav X-telje suunaline sulgemisviga

$$\sigma_{fX} = \sqrt{2 \cdot 1,6^2 \cdot 1 + 2 \cdot \frac{2,9^2}{\left(\frac{180 \cdot 60 \cdot 60}{\pi}\right)^2} \cdot (200 \cdot 10^3)^2} = 4,6 \text{ mm.}$$

Lisaks võib võtta $dX = Z_{1-\alpha/2} \cdot \sigma_{fX} = 2,58 \cdot \sigma_{fX} = 11,8 \text{ mm}$ ehk leitud on X-telje suunaline sulgemisviga tõenäosusega 99% (st vigade standard normaaljaotuse korral tuleb arvestada konstanti $Z_{1-\alpha/2} = 2,58$). Analoogiliselt saab lihtsustada ka Y-telje suunalise vea arvutuse valemite 2.8.

Edasiseks analüüsiks saab kasutada direktsiooninurga diferentsiaalvalemite (Selihanovits, 1981):

$$d\alpha = \frac{\rho}{s} (dY \cdot \cos \alpha - dX \cdot \sin \alpha), \quad (2.9)$$

mis võimaldab leida direktsiooninurga α juurdekasvu $d\alpha$ koordinaatide juurdekasvude dX ja dY korral, kus s tähistab mõõdetava joone pikkust. Antud juhul pakub huvi suurima direktsiooninurga α_{max} suurus, mille korral direktsiooninurk α ei muutu olulisel määral (st väärtus $d\alpha$) punkti C X-koordinaadi tasandamise tõttu (st väärtus dX); joonepikkus s on baasjoone BC pikkus. Seega tuleb eeltoodud valemist avaldada direktsiooninurk ($\alpha = \alpha_{max}$), kusjuures $dY = 0$, kuna Y-koordinaati punktis C ei tasandata:

$$\alpha_{max} = \arcsin \frac{d\alpha \cdot s}{\rho \cdot dX}. \quad (2.10)$$

Eeldades näiteks, et arvutustest tulenev direktsiooninurga lubatav viga ($d\alpha$) on $0,5''$, arvestades sealjuures eespool leitud (tegelikult terve sulgemisviga ei rakendu ainult punkti C, kuid antud juhul sellel pole tähtsust) mõõtmiste täpsust, on α_{max} väärtus

$$\alpha_{max} = \arcsin \frac{0,5 \cdot 200 \cdot 10^3}{\left(\frac{180 \cdot 60 \cdot 60}{\pi}\right) \cdot 11,8} = 2,35^\circ.$$

Alternatiivselt võib eeldada, et lubatav viga on 20% varem määratud nurga mõõtmise 99% tõenäosusega veast (vt valem 2.6) ja arvesse võttes ka $Z_{1-\alpha/2}$ väärtust, siis $d\alpha = 2,58 \cdot 2,9'' \cdot 0,2 = 1,5''$, mistõttu α_{max} väärtus

$$\alpha_{max} = \arcsin \frac{1,5 \cdot 200 \cdot 10^3}{\left(\frac{180 \cdot 60 \cdot 60}{\pi}\right) \cdot 11,8} = 7,00^\circ$$

Analüüsist järeldub, et direktsiooninurk α_{BC} ei pea olema täpselt 0° (või 90° , 180° või 270°), vaid võib erineda sellest kuni 7° võrra. Sellisel juhul ei muutu antud näite esialgu määratud direktsiooninurk tugivõrgu tasandamise tulemusena oluliselt. Direktsiooninurga lubatud hälbumus telje suunast sõltub

- mõõdistustööde täpsusest – mida täpsemad on mõõdistused, seda suurem on lubatud hälve;
- lubatavast arvutuslikust veast – mida suurem on lubatud arvutuslik viga, seda suurem on lubatud hälve;
- baasjoone pikkusest – mida pikem on baasjoon, seda suurem on lubatud hälve.

Siinkohal tasub mainida, et punktide B ja C koordinaadid võib määrata ka GNSS-mõõdistusega, kuid lähtudes MTM määrustest nr 34, peab baasjoone pikkus olema selline, et baasjoonele tuginev mõõdistus ei ulatuks baasjoonest kaugemale kui baasjoone kahekordne pikkus. Sellisel juhul kasutatakse punkti C koordinaate ainult direktsiooninurga BC leidmiseks ning lõplik joonepikkus punktide C ja B vahel määratakse elektrontahhümeetriga. Ülejäänud töö käib analoogiliselt eelkirjeldatuga.

2.1.2. Helmerti 2D-transformeerimine

Kuna ehitusel võib olla tegemist mitme koordinaatide süsteemiga (riiklik geodeetiline võrk, ehituspiirkonna või ehitusplatsi koordinaatide võrk, struktuurvõrk), võib vajalikuks osutuda koordinaatide transformeerimine ühest süsteemist teise. Selleks transformeerimiseks on sobilik kasutada Helmerti 2D-transformeerimist, mis on geodeesias enim kasutatust leidev neljaparametriline transformeerimine. Parameetriteks on

- kaks translatsiooni (nihke) parameetrit X_0 ja Y_0 ;
- transformeerimise pöördenurk β ;
- mõõtkavategur k .

Helmerti 2D-transformeerimine ei muuda transformeerimisel koordinaatide süsteemi kuju (st transformeerimine on jäik) ehk punktide suhtelised asukohad jäävad paika. Meetodit on soovitatav kasutada väikestel aladel. Tervet Eestit haaravatel aladel võivad tekkida vead umbes 15 mm ja isegi enam. Suurematel aladel seega tasub kaaluda mõõtkavateguri kasutamist muutuja, mitte konstandina.

Eeldades, et X ja Y tähistavad riikliku geodeetilise võrgu koordinaate ning N ja E tugivõrgu vastavaid koordinaate, saab tugivõrgu süsteemilt riiklikule üle minna (punkti P näitel; vt joonis 2.3):

$$X_P = X_0 + k_P N_P \cos \beta - k_P E_P \sin \beta; \quad (2.11)$$

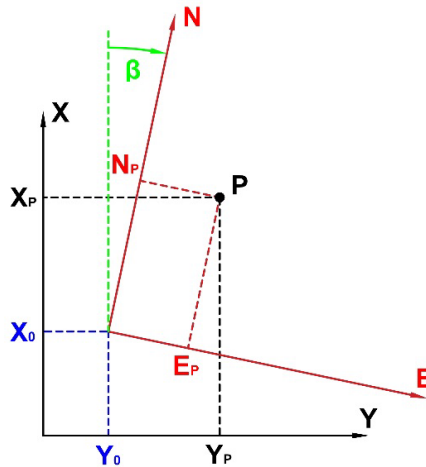
$$Y_P = Y_0 + k_P N_P \sin \beta + k_P E_P \cos \beta, \quad (2.12)$$

kus mõõtkavategur k võetakse riikliku geodeetilise võrgu järgi; tugivõrgu mõõtkavategur on seega 1,0. Riiklikult süsteemilt tagasi tugivõrgu omale saab üle minna:

$$N_P = \frac{(X_P - X_0) \cos \beta + (Y_P - Y_0) \sin \beta}{k_P}; \quad (2.13)$$

$$E_P = \frac{(X_0 - X_P) \sin \beta + (Y_P - Y_0) \cos \beta}{k_P}, \quad (2.14)$$

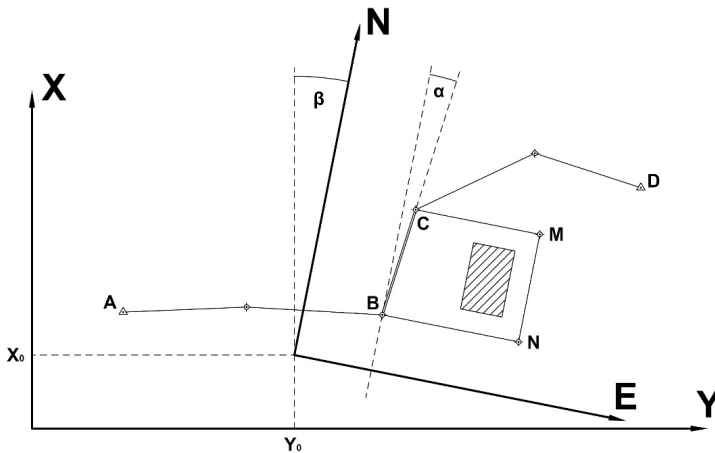
kus mõõtkavategur k võetakse endiselt riikliku geodeetilise võrgu järgi, mistõttu tugivõrgu mõõtkavateguriks jääb 1,0. Olukorras, kus ühest ehitusplatsi koordinaatide süsteemist transformeeritakse koordinaate teise ehitusplatsi koordinaatide süsteemi, tuleb mõõtkavategur k valida 1,0. Lisaks eeltoodud valemitele saab koordinaatide transformeerimist sooritada ka arvutijoonestus tarkvara, nt Autodesk AutoCAD abil.



Joonis 2.3. Helmerti 2D transformeerimise näitlik skeem.

Olukorras, kus ehitusplatsi märkimisaluse koordinaatsüsteemi teljed (N- ja E-telg) peavad olema paralleelsed ehitatavate ehitiste telgedega (nt peatükis 2 mainitud tööstuskompleksi näide), rajatakse polügonomeetriakäik ABCD sarnaselt jaotises 2.1.1

kirjeldatule, aga nüüd peab baasjoon BC ühtima võimalikult täpselt N-telje direktsiooninurgaga β (vt joonis 2.3). Edasi transformeeritakse punkti B riikliku (aga need võivad olla ka kohaliku) geodeetilise võrgu koordinaadid X_B ja Y_B Helmerti 2D transformeerimisega tugivõrgu koordinaatsüsteemi koordinaatideks N_B ja E_B (vt valemeid 2.13 ja 2.14). Nende arvutuste tulemusena määratakse ka baasjoone direktsiooninurk α_{BC} , mis leitakse kui tasandatud nurgast lahutatakse direktsiooninurga β väärtus (st baasjoone BC esialgselt määratud direktsiooninurk on $\beta + \alpha_{BC}$).



Joonis 2.4. Transformeeritud tugivõrgu sidumine riikliku (aga analoogselt ka kohaliku) geodeetilise võrguga.

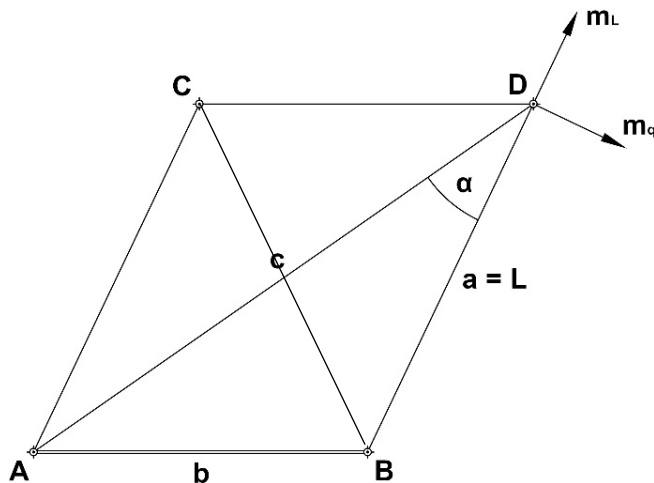
Edasi arvutatakse punktide C, M ja N koordinaadid lähtudes punkti B transformeeritud koordinaatidest (st N_B ja E_B) ning direktsiooninurgast α_{BC} . Joonepikkust s_{BC} , nagu ka kõiki teisi tugivõrgu BCMN joonepikkuseid, kasutatakse ellipsoidile ja kaardiprojektsiooni tasandile taanduse paranditeta ehk nii, nagu need 1,0 mõõtkavateguriga mõõdetud on. Tugivõrgu tasandamisel (vaba võrgu tasandamine) punkti B koordinaate ei tasandata ja punkti C koordinaatidest tasandatakse ainult N-koordinaat, kusjuures E-koordinaat jääb muutumatuks. Direktsiooninurga α_{BC} lubatud väärtuse (ehk hälbumuse N-teljest) leiab analoogiliselt jaotise 2.1.1 analüüsiga, lihtsalt nüüd käib kogu töö tugivõrgu koordinaatsüsteemis. Seega võib ka siin esitada hinnangu-lise väärtuse umbes 7° , vt jaotise 2.1.1 viimane arvutusvalem.

2.1.3. Laterangulatsiooni geodeetilise nelinurga täpsus

Tänapäeva tugivõrgud rajatakse üldjuhul vabade võrkudena, kus punktid paigutatakse eeltöö alusel sobivatesse asukohtadesse, kuid vähemasti baasjoon tuleks valida nii, et see oleks koordinaattelgede suunaline (nagu käsitletud jaotistes 2.1.1 ja 2.1.2).

Suurim täpsus ja jäikus saavutatakse, kui tugivõrk rajatakse geodeetiliste nelinurka- dena või kolmnurkadest koosnevate tsentraalsüsteemidena, mis mõõdistatakse later- angulatsiooni põhimõttel. Selliste kujundite tasandamine on oluliselt rangem kui polügonomeetriakäikude tasandamine suurema hulga lisatingimuste tõttu; ka vigade tuvastamine on lihtsam. Laterangulatsiooni tasandamiseks saab kasutada vastavaid tasandusprogramme, mis pärast tasandamist esitavad ka punktide standardvigade väärtused ja orienteeritud veaellipsoid. Teisalt ei ole ka vastava tasandusalgoritmi programmeerimine (nt MATLAB programmeerimiskeskonnas) vähimruutude parameetrilisel tasandusmeetodil kuigi keeruline (algoritm on analoogiline joonelis- nurgalise vastulõike tasandamisega, mida käsitleb jaotis 2.3.1). Seega tasub tugi- võrgu kavandamisel kaaluda selle rajamist just laterangulatsioonikujunditena.

Järgnevalt on antud analüütiline täpsushinnang ühele laterangulatsiooni geo- deetilisele nelinurgale (vt joonis 2.5). Eeldatav täpsus arvutatakse lahusarvutuse meetodil (st lihtsustatult) ehk ülesande võib esmalt jagada kaheks, kus leitakse eraldi triangulatsiooni- ja trilateratsioonikujundi täpsushinnangud, mis hiljem kombineeri- takse. Kasutatava elektrontahhümeetri valguskaugusmõõduri ja nurgamõõtmise täp- suseks eeldatakse vastavalt $2 \text{ mm} + 2 \text{ ppm}$ ja $2''$. Mõõdistusel tehakse kaks täisvõtet ($n = 4$), sealjuures mõõdetakse joonepikkused kummastki otsast (nagu jaotises 2.1.1. soovitus anti). Nelinurga pikemaks küljepikkuseks (a) on valitud 300 m ja lühemaks (b) 260 m , viimane neist on ka baasjooneks. Laterangulatsiooniahela pikkus L on võrdsustatud nelinurga pikema küljepikkusega. Diagonaali c pikkus on 474 m . Kujundi väikseima nurga α väärtuse saab arvutada koosinusteoreemiga ja see on $29^\circ 41' 5,5''$. Ülesande eesmärk on määrata punkti D (st nõrgima punkti) viga punkti A suhtes.



Joonis 2.5. Laterangulatsiooni geodeetiline nelinurk tugivõrguna.

Esmalt määratakse joonepikkuste (vt valemid 2.1 ja 2.2) ning nurgamõõtmise (vt valem 2.3; allindeks β on valitud tähistamaks lihtsalt nurgamõõtmisest tulenevat viga) instrumentaalsed vead (neid läheb hilisemates arvutustes vaja):

$$\sigma_a = \left(2 + 2 \cdot \frac{300}{1000}\right) / \sqrt{8} = 0,9 \text{ mm};$$

$$\sigma_b = \left(2 + 2 \cdot \frac{260}{1000}\right) / \sqrt{8} = 0,9 \text{ mm};$$

$$\sigma_c = \left(2 + 2 \cdot \frac{474}{1000}\right) / \sqrt{8} = 1,0 \text{ mm};$$

$$\sigma_\beta = \frac{2 \cdot 2}{\sqrt{4}} = 2,0''.$$

Seejärel on laterangulatsiooni geodeetiliselt nelinurka esmalt vaadeldud triangulatsioonikujundina. Siinkohal võib teha veel ühe lihtsustuse ja lugeda nelinurga kahest ligikaudu võrdkülgsest (sisenurgad 40° kuni 60°) kolmnurgast koosnevaks triangulatsiooniahelaks (vt joonis 2.5). Kõigepealt leitakse selle triangulatsiooniahela piki-
viga (Bolšakov ja Levčuk, 1985):

$$\begin{aligned} \sigma_L &= L \sqrt{\left(\frac{\sigma_b}{b}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_\beta}{\rho''}\right)^2 \cdot \frac{4 \cdot k^2 \pm 3k + 5}{9k}} \\ &= 300 \cdot 10^3 \sqrt{\left(\frac{0,9}{260 \cdot 10^3}\right)^2 + \left(\frac{2,0}{\frac{180 \cdot 60 \cdot 60}{\pi}}\right)^2 \frac{4 \cdot 2^2 + 3 \cdot 2 + 5}{9 \cdot 2}} \quad (2.15) \\ &= 3,7 \text{ mm}, \end{aligned}$$

kus k tähistab ahela vahekülgede arvu (antud juhul 2). Kui kolmnurkasid on ahelas paarisarv, siis $\pm$ on valemis $+$, ja kui paaritu arv, siis $\pm$ on $-$. Ahela põikvea leidmiseks on kaks valemit (Bolšakov ja Levčuk, 1985):

$$\sigma_q = \frac{L}{\rho''} \sqrt{\sigma_{\alpha_0}^2 + \frac{\sigma_\beta^2}{15} \cdot \frac{k^2 + k + 3}{k}}; \quad (2.16)$$

$$\sigma_q = \frac{L}{\rho''} \sqrt{\sigma_{\alpha_0}^2 + \frac{\sigma_\beta^2}{15} \cdot \frac{2k^2 + 5k + 5}{k}}, \quad (2.17)$$

millest esimene kehtib, kui ahelas on paaritu arv kolmnurkasid, ja teine, kui neid on paarisarv. Selles ülesandes baasjoone direktsiooninurga viga σ_{α_0} mõju ei oma, sest tugivõrgu piires loetakse baasjoone direktsiooninurk veatuks. Kuna kolmnurkasid on ahelas praegu kaks, on valemi 2.17 järgi ahela põikviga

$$\sigma_q = \frac{300 \cdot 10^3}{\frac{180 \cdot 60 \cdot 60}{\pi}} \sqrt{\frac{2,0^2}{15} \cdot \frac{2 \cdot 2^2 + 5 \cdot 2 + 5}{2}} = 2,5 \text{ mm.}$$

Punkti D koguviga lähtepunkti A suhtes, arvestades triangulatsioonikujundit, leitakse valemiga

$$\sigma_D^{ANG} = \sqrt{\sigma_L^2 + \sigma_q^2} = \sqrt{3,7^2 + 2,5^2} = 4,5 \text{ mm.} \quad (2.18)$$

Trilateratsioonikujundi lahendamisel leitakse esmalt väikseima nurga (α joonisel 2.5) viga (Sundakov, 1980):

$$\sigma_\alpha = \sqrt{6} \frac{\sigma_b \cdot \rho''}{b \cdot \sin \alpha} = \sqrt{6} \frac{0,9 \cdot \frac{180 \cdot 60 \cdot 60}{\pi}}{260 \cdot 10^3 \cdot \sin(29^\circ 41' 5,5'')} = 3,5'', \quad (2.19)$$

misjärel saab arvutada punkti D koguvea lähtepunkti A suhtes, arvestades trilateratsioonikujundit (Sundakov, 1980):

$$\sigma_D^{LAT} = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{\sigma_c^2 + \frac{c^2 \cdot \sigma_\alpha^2}{\rho''^2}} = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{1,0^2 + \frac{(474 \cdot 10^3)^2 \cdot 3,5^2}{\left(\frac{180 \cdot 60 \cdot 60}{\pi}\right)^2}} = 5,7 \text{ mm.} \quad (2.20)$$

Lõpetuseks leiab laterangulatsiooni geodeetilise nelinurga nõrgima punkti D koguvea järgmiselt:

$$\sigma_D = \sqrt{\frac{\sigma_D^{ANG^2} \cdot \sigma_D^{LAT^2}}{\sigma_D^{ANG^2} + \sigma_D^{LAT^2}}} = \sqrt{\frac{4,5^2 \cdot 5,7^2}{4,5^2 + 5,7^2}} = 3,5 \text{ mm.} \quad (2.21)$$

Eeltoodule võrdluseks võib oletada, et tugivõrk ACDB (vt joonis 2.5) **rajati polügonomeetriakäiguna**. Eeldades, et kõik rajati punktist A punkti B (baasjoon on varasema töö tulemusena juba paigas) nelinurga piirjoont mööda, seejuures mõõtes kõik sisenurgad, leitakse käigu lõpp-punkti B (ehk käigu nõrgima punkti) viga mittesirgiale käigule, kus nurgad on esialgselt tasandatud, järgmise valemiga:

$$\sigma_B = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sigma_s^2 + \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{\beta}^2 D_i^{0^2}}{\rho''^2}}, \quad (2.22)$$

kus σ_s tähistab juhusliku joone mõõtmise viga ning D^0 on kaugus juhusliku käigupunkti ja käigu raskuskeskme vahel. Käigu raskuskeskme koordinaadid X^0 ja Y^0 leitakse:

$$X^0 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i; \quad (2.23)$$

$$Y^0 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Y_i, \quad (2.24)$$

kus X ja Y on käigupunktide koordinaadid.

Valemi 2.22 juurealuse esimese liikme väärtus avaldub:

$$\sum_{i=1}^n \sigma_s^2 = 2\sigma_a^2 + \sigma_b^2 = 3 \cdot 0,9^2 = 2,5 \text{ mm}^2.$$

Käigupunktide kauguste ruutude summa käigu raskuskeskmest leitakse järgmiselt:

$$X^0 = \frac{1}{4}(X_A + X_C + X_D + X_B) = \frac{1}{4}(0 + 129,0 + 389,0 + 260,0) = 194,5 \text{ m};$$

$$Y^0 = \frac{1}{4}(Y_A + Y_C + Y_D + Y_B) = \frac{1}{4}(0 + 270,9 + 270,9 + 0) = 135,5 \text{ m};$$

$$\sum_{i=1}^n D_i^{0^2} = D_C^{0^2} + D_D^{0^2} + D_B^{0^2} = 150,4^2 + 237,0^2 + 150,4^2 = 101431,0 \text{ m}^2.$$

Lõpetuseks saab arvutada valemi 2.22 järgi punkti B vea:

$$\sigma_B = \sqrt{2,5 + \frac{2,0^2 \cdot 101\,431,0 \cdot (10^3)^2}{\left(\frac{180 \cdot 60 \cdot 60}{\pi}\right)^2}} = 3,5 \text{ mm.}$$

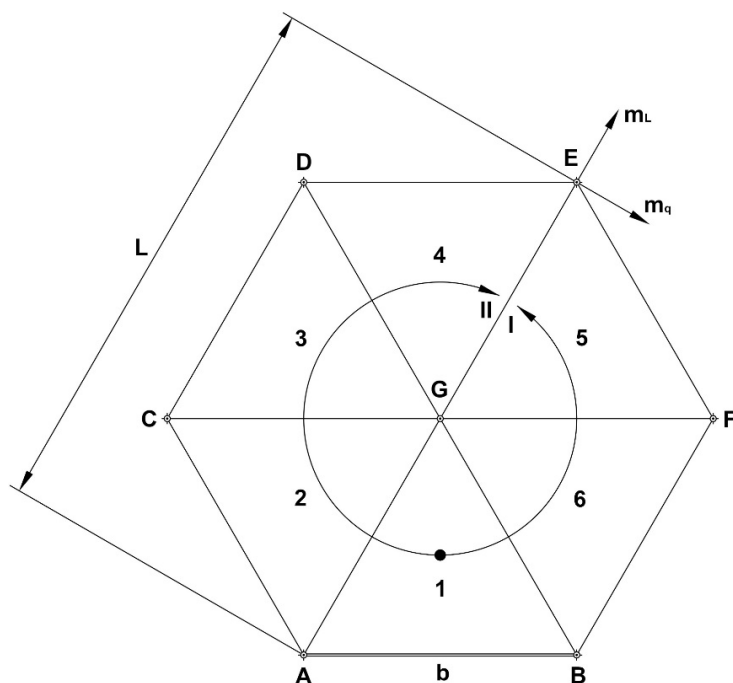
Ülesande analüütilisest lahendusest selgub, et pigem väiksemapoolsete tugivõrkude rajamine laterangulatsiooni põhimõttel ei pruugi polügonomeetria ees täpsuselt olulist eelist omada. Mõlemal juhul tuli selle näite nõrgima punkti veahinnanguks 3,5 mm. Seega võib osutada otstarbekaks eelistada polügonomeetria, kuna laterangulatsioonimõõdistus on ajakulukam. Küll aga tasub siiski rõhutada, et **laterangulatsiooni lisatingimused annavad tugivõrgule täiendava kontrolli** ja selle tasandamine on rangem.

2.1.4. Laterangulatsiooni tsentraalsüsteemi täpsus

Suuremate ehitusplatside või keerukamate ehitiste puhul tasub tugivõrk rajada laterangulatsiooni kolmnurkadest koosnevate tsentraalsüsteemidena. Järgnevalt ongi antud analüütiline täpsushinnang ühele sellisele tsentraalsüsteemile (vt joonis 2.6). Sarnaselt jaotise 2.1.3 näitega leitakse eeldatav täpsus ka siin lahusarvutuse meetodil. Samuti on lihtsustusena eeldatud, et joone- ja nurgamõõtmise täpsus sõltub ainult instrumendi nominaalsest täpsusest. Kasutatava elektrontahhümeetri valguskaugusmõõduri ja nurgamõõtmise nominaalseks täpsuseks eeldatakse vastavalt 2 mm + 2 ppm ja 2". Mõõdistusel tehakse kaks täisvõtet, sealjuures mõõdetakse joonepikkused kummastki otsast (nagu peatükis 2 soovitus anti). Tsentraalsüsteem koosneb võrdkülgsetest kolmnurkadest küljepikkustega (b) 260 m, laterangulatsiooniahela pikkus L (st diagonaal) on võrdne kolmnurga kahekordse küljepikkusega. Instrumentaalsed vead, mida hiljem eelhinnangu andmiseks vaja läheb, on seega

$$\begin{aligned}\sigma_b &= \left(2 + 2 \cdot \frac{260}{1000}\right) / \sqrt{8} = 0,9 \text{ mm;} \\ \sigma_L^{inst} &= \left(2 + 2 \cdot \frac{2 \cdot 260}{1000}\right) / \sqrt{8} = 1,1 \text{ mm;} \\ \sigma_\beta &= \frac{2 \cdot 2}{\sqrt{4}} = 2,0'',\end{aligned}$$

kus σ_L^{inst} on ahela diagonaali L joonemõõtmise instrumentaalne viga (eristamaks seda pikiveast σ_L). Ülesande eesmärk on määrata punkti E (st nõrgima punkti) viga lähtepunkti A suhtes.



Joonis 2.6. Laterangulatsiooni tsentraalsüsteem tugivõrguna.

Ühe tsentraalsüsteemi triangulatsioonikujundi pikivea leidmiseks võib tsentraalsüsteemi esmalt kaheks eraldi ahelaks jagada (vt joonis 2.6):

- 1) I ahel, mis koosneb kolmnurkadest 1, 6 ja 5 (vahekülgede arv k on 3);
- 2) II ahel, mis koosneb kolmnurkadest 1, 2, 3 ja 4 (vahekülgede arv k on 4).

Ahelate pikivead leitakse seejärel valemi 2.15 abil:

$$\sigma_L^I = 2 \cdot 260 \cdot 10^3 \sqrt{\left(\frac{0,9}{260 \cdot 10^3}\right)^2 + \left(\frac{2,0}{\frac{180 \cdot 60 \cdot 60}{\pi}}\right)^2 \frac{4 \cdot 3^2 - 3 \cdot 3 + 5}{9 \cdot 3}} = 5,8 \text{ mm};$$

$$\sigma_L^{II} = 2 \cdot 260 \cdot 10^3 \sqrt{\left(\frac{0,9}{260 \cdot 10^3}\right)^2 + \left(\frac{2,0}{\frac{180 \cdot 60 \cdot 60}{\pi}}\right)^2 \frac{4 \cdot 4^2 + 3 \cdot 4 + 5}{9 \cdot 4}} = 7,8 \text{ mm}.$$

Tsentraalsüsteemi triangulatsioonikujundi pikiviga arvutatakse ahelate pikivigade kombinatsioonina, rakendades valemi 2.21 põhimõtet:

$$\sigma_L = \sqrt{\frac{5,8^2 \cdot 7,8^2}{5,8^2 + 7,8^2}} = 4,6 \text{ mm.}$$

Tsentraalsüsteemi triangulatsioonikujundi põikvea leidmiseks kehtib järgmine valem (Bolšakov ja Levčuk, 1985):

$$\sigma_q = L \frac{\sigma_\beta}{\rho''} \sqrt{\frac{(k+2)(k+1)}{12k} - \frac{36k^2 + 68k + 66}{500k} + \frac{322}{250k^2}} = 2 \cdot 260 \cdot 10^3 \frac{2,0}{\frac{180 \cdot 60 \cdot 60}{\pi}} \sqrt{\frac{(6+2)(6+1)}{12 \cdot 6} - \frac{36 \cdot 6^2 + 68 \cdot 6 + 66}{500 \cdot 6} + \frac{322}{250 \cdot 6^2}} = 2,4 \text{ mm,} \quad (2.25)$$

kus vahekülgede arv k on hetkel 6. Punkti E koguviga lähtepunkti A suhtes, arvestades triangulatsioonikujundit, leitakse lõpuks valemiga 2.18:

$$\sigma_E^{ANG} = \sqrt{4,6^2 + 2,4^2} = 5,2 \text{ mm.}$$

Kahest reast võrdhaarsetest (st ka võrdkülgsetest) kolmnurkadest koosneva süsteemi trilateratsioonikujundi nõrgima punkti vea saab valemiga (Bolšakov jt, 1980):

$$\sigma_E^{LAT} = \sigma_L^{inst} \sqrt{\frac{3,8 + 2,2 \sin^2 \gamma + 16,2 \cos^2 \gamma + 9 \cos^4 \gamma + 2,2 \cos^6 \gamma}{\sin^2 \gamma (1 + 2 \cos^2 \gamma)}} = 1,1 \sqrt{\frac{3,8 + 2,2 \sin^2 60 + 16,2 \cos^2 60 + 9 \cos^4 60 + 2,2 \cos^6 60}{\sin^2 60 (1 + 2 \cos^2 60)}} = 3,2 \text{ mm,} \quad (2.26)$$

kus γ on kolmnurga aluse juures olev nurk (siin 60°). Laterangulatsiooni tsentraalsüsteemi nõrgima punkti E koguviga arvutatakse valemiga 2.21:

$$\sigma_E = \sqrt{\frac{5,2^2 \cdot 3,2^2}{5,2^2 + 3,2^2}} = 2,7 \text{ mm.}$$

Sarnaselt jaotisega 2.1.3 võib ka siin tuua võrdluse polügonomeetriaga. Eeldades, et kõik rajati punktist A punkti B (baasjoon on varasema töö tulemusena juba paigas) mööda kujundi piirjoont, leitakse käigu lõpp-punkti B (ehk käigu nõrgima punkti) viga valemiga 2.22 analoogiliselt jaotises 2.1.3 esitatuga:

$$\sum_{i=1}^n \sigma_s^2 = 5 \sigma_b^2 = 5 \cdot 0,9^2 = 4,0 \text{ mm}^2;$$

$$\sum_{i=1}^n D_i^{0^2} = D_C^{0^2} + D_D^{0^2} + D_E^{0^2} + D_F^{0^2} + D_B^{0^2} = 5 \cdot 260^2 = 338000 \text{ m}^2;$$

$$\sigma_B = \sqrt{4,0 + \frac{2,0^2 \cdot 338\,000 \cdot (10^3)^2}{\left(\frac{180 \cdot 60 \cdot 60}{\pi}\right)^2}} = 6,0 \text{ mm}.$$

Eeltoodud arvutustest selgub, et selle tsentraalsüsteemipõhise tugivõrgu korral on laterangulatsiooni nõrgima punkti viga (2,7 mm) tunduvalt väiksem polügonomeetriakäigu nõrgima punkti veast (6,0 mm). Seega tasub suuremate tugivõrkude rajamisel kindlasti eelistada laterangulatsiooni tsentraalsüsteeme, mis tagavad parema analüütilise täpsuse ja mille tasandamine on oluliselt rangem kui polügonomeetriakäikude tasandamine.

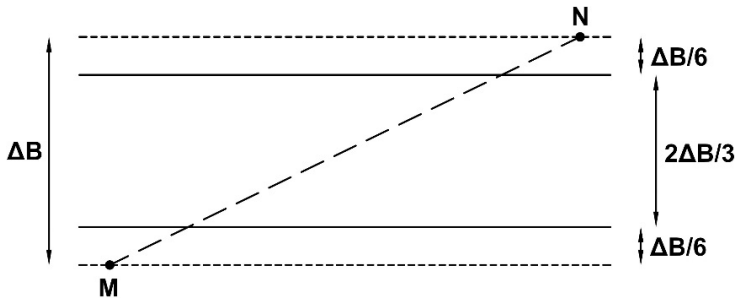
2.2. Suurte ehituspiirkondade koordinaatide süsteemid

Suurte ehituspiirkondade korral, mille mõõtmed ulatuvad paljude kilomeetriteni, kasutatakse üldjuhul riiklikku koordinaatide süsteemi, mis reeglina rahuldab objektide paigutuse täpsuse nõudeid. Alles üksiku objekti rajamisel minnakse üle vastavale ortogonaalsele ehitusplatsi märkimisaluse koordinaatsüsteemile. Erandiks võivad olla näiteks pikad sillad, paisud ja tunnelid, aga ka tööstuskompleksid, kus objektide omavaheline paigutus peab olema rangelt paigas. Sellistel juhtudel võib üleminek ortogonaalsele projektsioonile tekitada probleeme, mistõttu peab tugivõrgu koordinaadid määrama staatilise GNSS mõõdistusega, mille tulemusena saadakse geodeetilised koordinaadid, ja kasutama riikliku projektsiooniga sarnast mitteortogonaalset projektsiooni, mille moonutused oleksid ehituspiirkonnas tühised. Geodeetilised koordinaadid on aluseks projektsiooni arvutustele. Kõige sobivam on kasutada paralleelide (ida-lääne) suunas välja venitatud alade korral Lamberti kahe lõikeparalleeliga koonilist konformset projektsiooni (aluseks ka riiklikule LAMBERT-EST kaardiprojektsioonile) ja piki meridiaane (põhja-lõunasuunaliselt) välja venitatud alade puhul Mercatori põikprojektsiooni.

2.2.1. Lamberti kahe lõikeparalleeliga kooniline konformne projektsioon

Käesoleva jaotise teema käsitus põhineb suuresti Kala (2017) artiklile. Kui ehituspiirkond on välja venitatud paralleelide suunas (st ida-läänesuunaliselt), on sobilik valik Lamberti kahe lõikeparalleeliga kooniline konformne projektsioon. Projektsiooni lõikeparalleelid tuleb valida nii, et need jaotavad ehituspiirkonna joonise 2.7

järgi kolmeks ribaks. Lõunapoolseim paralleel B_L ja telgmeridiaan L_0 (ühtib X-teljega) valitakse nii, et kogu ehituspiirkond jääks nendest vastavalt põhja ja ida poole (st esimesse veerandisse). Seejärel arvutatakse meridiaanidevahelise nurga vähenduskordaja, milleks tuleb esmalt leida mõlema lõikeparalleeli raadius ja potentseeritud isomeetiline laius.



Joonis 2.7. Ehituspiirkonda (horisontaalsete kriipsjoonte vahel) haarava Lamberti kahe lõikeparalleeliga koonilise konformse projektsiooni paigutus. Pidevad horisontaaljooned on projektsiooni lõikeparalleelid ja kaldu kulgev kriipsjoon MN kujutab rajatava ehitise peatelge.

Ühe lõikeparalleeli raadius leitakse valemiga

$$r = \frac{a \cdot \cos B}{\sqrt{1-e^2 \cdot \sin^2 B}}, \quad (2.27)$$

kus B on lõikeparalleeli geodeetiline laius, a on referentsellipsoidi pikem pooltelg ja e on referentsellipsoidi esimene ekstsentrilisus. Referentsellipsoidi GRS80 korral on a väärtuseks 6 378 137 m ja e^2 väärtuseks 0,00669438002290 (Moritz, 2000). Ühe lõikeparalleeli potentseeritud isomeetiline laius avaldub:

$$U = \frac{\tan\left(45^\circ + \frac{B}{2}\right)}{\tan^e\left(45^\circ + \frac{\psi}{2}\right)}, \quad (2.28)$$

kus $\psi = \arcsin(e \cdot \sin B)$. Meridiaanidevahelise nurga vähenduskordaja on seejärel (kasutades mõlema lõikeparalleeliga seotud parameetreid)

$$\alpha = \frac{\ln r_1 - \ln r_2}{\ln U_2 - \ln U_1}, \quad (2.29)$$

pärast mille leidmist saab määrata ka projektsiooni konstandi valemiga

$$c = \frac{r_1 \cdot U_1^\alpha}{a} = \frac{r_2 \cdot U_2^\alpha}{a}. \quad (2.30)$$

Tasapinnaliste ristkoordinaatide arvutamiseks tuleb esmalt leida abisuurustena otsitava punkti polaarnurk δ ja sellele punktile vastava paralleeli polaarraadius ρ ning lõunapoolseima paralleeli B_L polaarraadius ρ_L :

$$\begin{cases} \delta = a \cdot l; \\ \rho = \frac{c}{U^\alpha}; \\ \rho_L = \frac{c}{U_L^\alpha}, \end{cases} \quad (2.31)$$

kus $l = L - L_0$ ehk telgmeridiaani L_0 suhtes antud geodeetiline pikkus L . Otsitava punkti ja lõunapoolseima paralleeli potentseeritud isomeetrilised laiused U ja U_L arvutatakse valemi 2.28 põhjal. Kõige lõpuks saab arvutada otsitava punkti tasapinnalised ristkoordinaadid X ja Y ning mõõtkavateguri k :

$$\begin{cases} X = \rho_L - \rho \cdot \cos \delta; \\ Y = \rho \cdot \sin \delta; \\ k = \frac{\alpha \cdot \rho}{r}, \end{cases} \quad (2.32)$$

kus otsitava punkti paralleeli raadius r leitakse valemi 2.27 põhjal.

2.2.2. Mercatori põikprojektsioon

Kui ehituspiirkond on välja venitatud piki meridiaane (st põhja-lõunasuunaliselt), on sobilik valik Mercatori põikprojektsioon. Projektsiooni telgmeridiaan L_0 tuleb valida nii, et see läbiks ehituspiirkonna keset. Esmalt tasub proovida lihtsamat Gaussi-Krügeri varianti, kus mõõtkava telgmeridiaanil võrdub ühega. Kui aga selle täpsusest jääb väheseks, tuleb valida telgmeridiaani mõõtkava ja arvutada kahe lõikealmukan-taraadiga variant. Siin on vaadeldud esimest, lihtsamat juhust, mille korral tuleb esmalt leida mõõtkavategur ehituspiirkonna piiril (Breach, 1997):

$$k = 1 + \frac{l^2 \cdot \cos^2[\bar{B}(1+\eta^2)]}{2\rho^2} + \frac{l^4 \cdot \cos^4[\bar{B}(5-4 \tan^2 \bar{B})]}{24\rho^4}, \quad (2.33)$$

kus $\bar{l} = \bar{L} - L_0$ ehk telgmeridiaani L_0 suhtes antud ehituspiirkonna piiri ligikaudne keskmine geodeetiline pikkus $\bar{L}$, $\bar{B}$ on ehituspiirkonna ligikaudne keskmine geodeetiline laius, $\eta = e' \cdot \cos \bar{B}$ ja ρ tähistab radiaani väärtust. GRS80 referentsellipsoidi puhul on teise ekstsentrilisuse e'^2 väärtus 0,00673949677548 (Moritz, 2000). Telgmeridiaani kaare pikkus s ekvaatorist geodeetilise laiuseni B arvutatakse valemiga

$$s = \frac{k(a+b)}{2} \left(1,0000007049 \frac{B}{\rho} - 0,0025188297 \sin 2B + 0,00000264354 \sin 4B - 0,00000000345 \sin 6B \right), \quad (2.34)$$

kus referentsellipsoidi GRS80 korral on a väärtuseks 6 378 137 m, b on referentsellipsoidi lühem pooltelg väärtusega 6 356 752,3141 m.

Üleminekuvalemid otsitava punkti geodeetilistelt koordinaatidelt B ja L tasapinnalistele ristkoordinaatidele X ja Y on järgmised:

$$X = s + k \left[\frac{l^2 \cdot N \cdot \sin B \cdot \cos B}{2\rho^2} + \frac{l^4(5 - \tan^2 B + 9\eta^2)N \cdot \sin B \cdot \cos^3 B}{24\rho^4} + \frac{l^6(61 - 58 \tan^2 B + \tan^4 B)N \cdot \sin B \cdot \cos^5 B}{720\rho^6} \right], \quad (2.35)$$

$$Y = k \left[\frac{l \cdot N \cdot \cos B}{\rho} + \frac{l^3(1 - \tan^2 B + \eta^2)N \cdot \cos^3 B}{6\rho^3} + \frac{l^5(5 - 18 \tan^2 B + \tan^4 B + 14\eta^2 - 58\eta^2 \cdot \tan^2 B)N \cdot \cos^5 B}{120\rho^5} \right], \quad (2.36)$$

kus väärtused l ja η leitakse sarnaselt eelnevaga, aga nüüd kasutatakse otsitava punkti koordinaate, väärtused k ja s leitakse vastavalt valemitest 2.33 ning 2.34. Referentsellipsoidi esimese vertikaali raadius N avaldub järgmiselt:

$$N = \frac{a}{\sqrt{1 - e'^2 \cdot \sin^2 B}}, \quad (2.37)$$

kus referentsellipsoidi GRS-80 korral on esimese ekstsentrilisuse e^2 väärtuseks 0,00669438002290 (Moritz, 2000). Tasub veel mainida, et valem 2.36 annab Y -koordinaatide väärtused telgmeridiaani suhtes. Negatiivsete väärtuste vältimiseks võib

Y-koordinaatidele liita sobiva konstantse täisarvulise väärtuse, mis on veidi suurem ehituspiirkonna poolest ida-läänesuunalisest maksimaalsest mõõtmest.

2.3. Joonelis-nurgalise vastulõike täpsus

Tänapäeval on levinud mõõdistustööde raames, mille hulka kuuluvad ka ehitusplatsi märkimisaluse rajamisega seotud tööd, kasutada elektrontahhümeetri orienteerimiseks vastulõigete meetodeid. Vastulõigete rakendamine on levinud peamiselt mugavuse ja kiiruse tõttu, millega instrumendi orienteeritud saab, samuti elimineerub instrumendi punktile tsentreerimisest tulenev weakomponent. Orienteerimise kiirus on eriti oluline just ehitusgeodeesias, kus mõõdistustöödeks võib olla tagatud vaid piiratud aeg. Kuna vastulõigete kasutamine on laialt kasutusel, omab suurt tähtsust oskus hinnata orienteerimise täpsust, kuna sellest sõltub edasiste mõõdistustööde kvaliteet. Peamiselt kasutatakse joonelis-nurgalist vastulõiget, mis on ka järgneva arutelu keskmes.

Joonelis-nurgalise vastulõike täpsus sõltub mitmest tegurist:

- elektrontahhümeetri valguskaugusmõõduri ja nurgamõõtmise nominaalne täpsus ning vastulõike määramise täisvõtete arv;
- vastulõike määramise lähtepunktide arv ja nende täpsus, samuti lähtepunktide tüüp. Näiteks tähiste kasutamisel tuleb jälgida laserimpulsi langemisnurka (st nurka impulsi suuna ja mõõdistatava pinna normaali vahel) tähisele, kuna langemisnurkade korral üle 60° hakkab mõõdistustäpsus oluliselt vähenema (Saarik, 2014). Langemisnurgad kuni umbes 30° ei avalda tähelepanuväärset mõju. Kui oluline on mõõdistustöö suurem täpsus, tuleb tähiste asemel kasutada asfaldinaelasid ja nendel paigaldatavat miniringprismat;
- väliolud (nt õhutemperatuur, vertikaalne temperatuurigradient, õhurõhk);
- vastulõike tasandamise meetod, mida kirjanduses nimetatakse tihti ka vastulõike optimeerimisalgoritmiks. Tüüpiliselt kasutatakse tasandamisel kas vähimruutude meetodit või selle lähendusi;
- vastulõike geomeetria.

Neist viimasel – geomeetriaeguril – on oluline mõju, kuna nõrga geomeetriaga vastulõike korral võivad orienteerimisel tekkida olulised vead. Instrumendi tegelike ja määratud koordinaatide erinevused võivad ulatuda mitme sentimeetrini (kehvemal juhul ületada ka detsimeetrit), kus mõju avaldavad ka kõik ülejäänud eespool loetletud tegurid.

Joonelis-nurgalise vastulõike geomeetrilise täpsuse hindamiseks on tuletatud erinevaid valemeid (vt nt Kala ja Ustinova, 2019 ülevaateartiklit). Siinkohal tuleb

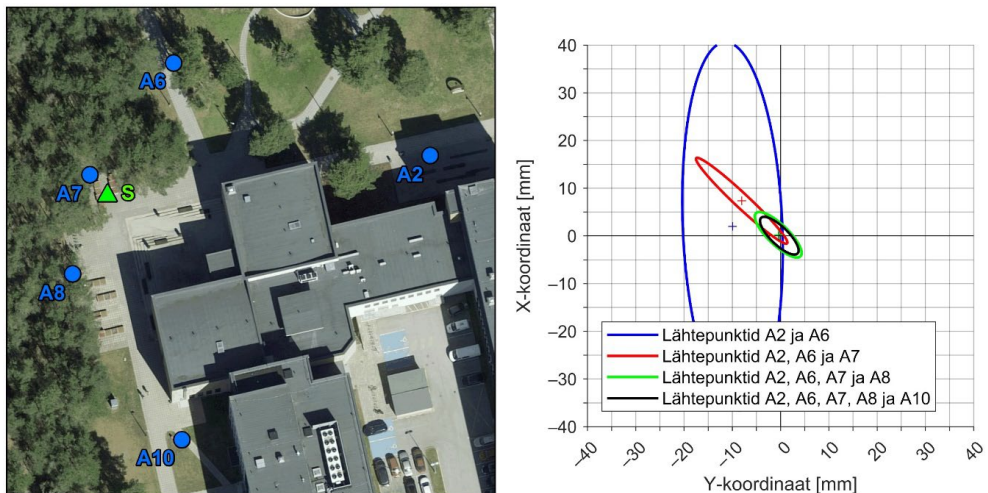
aga tõdeda, et erinevad valemid võivad anda suuresti varieeruvaid täpsushinnanguid, mistõttu ei saa neid kuigi realistlikeks pidada. Samuti ei võta sellised valemid arvesse tasandamise mõju ja annavad üldjuhul ainult punkthinnangu, mis ei näita vea suunda. Suurim probleem on aga see, et valdav osa valemid kehtib ainult kahe või kolme lähtepunkti kasutamise korral. Ainult kahe lähtepunkti kasutamist tuleb vältida, kuna üldjuhul ei määra elektrontahhümeetrite arvutustarkvara sellistele vastulõigetele usaldusväärseid täpsushinnanguid (lähtepunktide koordinaadid ning mõõdetud jooned ja nurgad sobitatakse optimaalselt kokku). Vastulõige peaks kaasama vähemalt kolme lähtepunkti (eriti kui eesmärk on saavutada sentimeetrist paremat täpsust), sest alles kolmandale punktile mõõtmine annab võimaluse tuvastada usaldusväärselt vigu lähtepunktide koordinaatides (eriti kui need on määratud RTK-GNSS meetodil) ning joonte ja nurkade mõõtmistes. Alternatiivina peab kahe lähtepunkti põhiste vastulõiget kontrollima kolmandalt iseseisvalt punktilt, määrates sellele uued koordinaadid ja võrreldes neid esialgsetega, aga sellisel juhul tasub see kolmas punkt hoopis vastulõike loomisse kaasata.

Praktilisest seisukohast on erinevate täpsushinnangute analüüsimisest olulisem teada, kuidas minimeerida geomeetriategurist tulenevat joonelis-nurgalise vastulõike viga. Optimeerimisalgoritmide tööd analüüsides saab näidata, et **joonelis-nurgalise vastulõike parim plaaniline täpsus saavutatakse, kui instrumendi seisupunkt on lähtepunktide raskuskeskmes** (Horemuž ja Jansson, 2017; Alizadeh-Khameneh jt, 2018), eeldades lähtepunktide homogeenset täpsust. Lähtepunktide raskuskeskme arvutamiseks kehtivad valemid 2.23 ja 2.24. Seega tasub näiteks ehitusplatsi märkimisalus (või üldjuhul täpsemalt ehitise märkimisalus) luues mõelda joonelis-nurgalise vastulõike lähtepunktide paigutus läbi nii, et **olulised instrumendi seisupunktid jääksid enam-vähem nende raskuskeskmetesse**. Seevastu joonelis-nurgalise vastulõike kõrguslik komponent lähtepunktide paiknemisest elektrontahhümeetri suhtes ei sõltu (Alizadeh-Khameneh jt, 2018). Sisuliselt toimub instrumendi kõrguse määramine mitme punkti abil, kasutades trigonomeetrilist nivelleerimist. Seetõttu saavutab joonelis-nurgalise vastulõike kõrguslikule komponendile pea alati suurema täpsuse kui plaanilisele paiknemisele.

2.3.1. Joonelis-nurgalise vastulõike täpsushinnangu määramine

Nagu eespool mainitud, käib joonelis-nurgalise vastulõike tasandamine elektrontahhümeetrite arvutustarkvaras üldjuhul kas vähimruutude meetodil või selle lähenduste abil. Näiteks *Trimble Access* joonelis-nurgalise vastulõike arvutusalgoritmi kirjeldab Trimble (2021). Järgnevalt on vaadeldud praktilise näite abil joonelis-nurgalise vastulõike arvutamist ja tasandamist vähimruutude parameetrilisel tasandusmeetodil, esitatu on üldlahend. Lisaks näidatakse, mismoodi saab joonelis-nurgalisele vastulõikele anda täpsushinnangu ja esitada selle veaellipsina.

Praktilise näite lähteandmeteks on võetud Varbla jt (2024) kirjeldatud Tallinna Tehnikaülikooli peahoonete mõõdistustööde baasjaama rajamise andmed. Mõõdistustöödeks kasutati Trimble S6 robottahhümeetrit, mille valguskaugusmõõduri nominaalne täpsus on 2 mm + 2 ppm ja nurgamõõtmise nominaalne täpsus 2". Instrumendi seisupunkti (st baasjaama) tähistab joonisel 2.8 nähtav roheline kolmnurk. Seisupunkti „tegelikud“ koordinaadid määrati instrumendi poolt välitöö käigus 16 lähtepunkti põhjal (arvutusalgoritmi kirjeldab Trimble, 2021), kus X-koordinaadi väärtuseks saadi 6 584 273,252 m ja Y-koordinaadi omaks 537 951,753 m, need on järgnevas näites võetud võrdluseks. Kuna kasutati 16 lähtepunkti, mõõdistati baasjaama rajamiseks üks täisvõte.



Joonis 2.8. Joonelis-nurgalise vastulõike seisupunkt (S) ja lähtepunktid (A2, A6, A7, A8 ja A10) ning eri lähtepunktide kombinatsiooniga loodud vastulõigete usaldatavuse 99% tõenäosuse veaellipsid. Redutseeritud koordinaadid 0;0 tähistavad seisupunkti koordinaate, mis määrati instrumendi poolt 16 lähtepunkti põhjal, ning värvilised ristid on jaotises 2.3.1 arvutatud ja tasandatud joonelis-nurgaliste vastulõigete redutseeritud koordinaadid, arvestades eri lähtepunktide kombinatsioone.

Kõikide lähtepunktide koordinaadid määrati RTK-GNSS mõõdistustega, arvutades kümne mõõtmise keskmised, millest iga mõõtmistulemus on omakorda määratud 60 epohhi (1 Hz) keskmisena. Kümme mõõtmist on tehtud eri aegadel ja päevadel, et vähendada süstemaatilist mõju lähtepunktide lõplikes koordinaatides, mis olid aluseks baasjaama rajamisele. Järgneva arvutusliku näite jaoks valiti juhuslikult välja viis lähtepunkti, mille paiknemist on kujutatud joonisel 2.8 siniste ringidena ja mille

koordinaadid on esitatud tabelis 2.1. Tabelis on lisaks toodud lähtepunktide koordinaatide kümne mõõtmise standardhälbed, mida järgnevates arvutustes küll vaja ei lähe (lähtepunktid arvatakse lahenduses veatuteks ja fikseerituteks), kuid need annavad aimduse lähtepunktide koordinaatide täpsuse kohta.

Tabel 2.1. Joonelis-nurgalise vastulõike lähtepunktide koordinaadid ja RTK-GNSS kümne mõõtmise standardhälbed. Iga mõõtmine kümnest on määratud 60 epohhi (1 Hz) keskmisena. Ühikud meetrites.

Lähtepunkt	X-koordinaat	Y-koordinaat
A2	$6\,584\,280,500 \pm 0,006$	$538\,014,158 \pm 0,008$
A6	$6\,584\,298,382 \pm 0,013$	$537\,964,559 \pm 0,007$
A7	$6\,584\,276,773 \pm 0,009$	$537\,948,396 \pm 0,010$
A8	$6\,584\,257,652 \pm 0,013$	$537\,945,058 \pm 0,016$
A10	$6\,584\,225,586 \pm 0,009$	$537\,966,156 \pm 0,012$

Joonelis-nurgalise vastulõike arvutamise mõõdistusandmed on esitatud tabelis 2.2. Horisontaalsed joonepikkused on arvutatud instrumendi mõõdetud kaldkauguste ja vertikaalnurkade põhjal. Horisontaalpinnale redutseeritud lahendit võib vaadelda kui mõningast lihtsustust, kuna tegelikult saab arvutustesse kaasata ja tasandada ka otseselt kaldkaugused ja vertikaalnurgad, kuid antud juhul on piirdutud nende põhjal leitud horisontaalkaugustega. Vertikaalnurkade vigadest tulenev mõju horisontaalkaugustele on tühine. Esialgsed horisontaal-suunanurgad on mõõdetud juhuslikus süsteemis. Kuna arvutustes on lähtesuunaks S-A2, on tabelis 2.2 esitatud suunanurgad arvutatud vastupäeva suuna S-A2 suhtes. Joonepikkuste ja nurgamõõtmise aprioorsete veahinnangute leidmiseks on kasutatud vastavalt valemeid 2.1 ja 2.3. Siinkohal tasub mainida, et esitatavas lahenduses ei oma poolvõtete arv tegelikult tähtsust, kuna aprioorsete veahinnangute (ja seega ka arvutatavate kaalude) suhe jääb alati samaks, sõltumata poolvõtete arvust.

Tabel 2.2. Joonelis-nurgalise vastulõike arvutamise mõõdistusandmed.

Suuna- punkt	Täisvõtte kesk- mine horison- taalne joonepik- kus (l_{ij})	Joonepikkuse aprioorne veahinnang (σ_{ij})	Täisvõtte keskmise suunanurk (l_{jik})	Nurga- mõõtmise aprioorne veahinnang (σ_{jik})
A2	62,823 m	1,50 mm	0°	
A6	28,209 m	1,45 mm	56,35347222°	
A7	4,867 m	1,42 mm	127,00847222°	2,83"
A8	16,985 m	1,44 mm	240,14416667°	
A10	49,795 m	1,48 mm	280,18430556°	

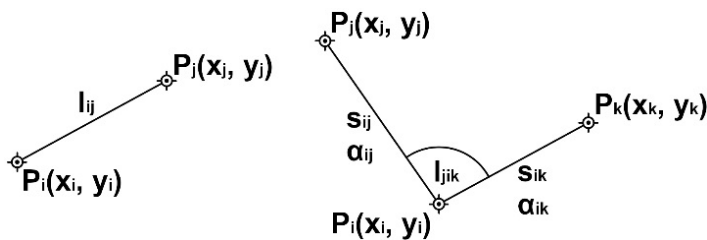
Vähimruutude lahendi leidmise aluseks on parameetriliste tingimusvõrrandite koostamine, mida joonelis-nurgalise vastulõike arvutamisel on kahte tüüpi. Neist esimes-
teks on horisontaalpinnale redutseeritud joonemõõtmise tingimusvõrrandid (vt ka
joonis 2.9 vasakpoolset skeemi):

$$l_{ij} - \varepsilon_{ij} = \sqrt{(x_j - x_i)^2 + (y_j - y_i)^2}, \quad (2.38)$$

kus l_{ij} on mõõdetud horisontaalne joonepikkus, ε_{ij} joonepikkuse optimaalne veahin-
nang vähimruutude mõistes (ei tohi segamini ajada tabelis 2.2 esitatud aprioorse
veahinnanguga σ_{ij}) ning x ja y tähistavad joone otsapunktide koordinaate. Teist
tüüpi tingimusvõrranditeks on horisontaalnurga tingimusvõrrandid (vt ka joonis 2.9
parempoolset skeemi):

$$l_{jik} - \varepsilon_{jik} = \arctan\left(\frac{y_k - y_i}{x_k - x_i}\right) - \arctan\left(\frac{y_j - y_i}{x_j - x_i}\right), \quad (2.39)$$

kus l_{jik} on mõõdetud horisontaalnurk ja ε_{jik} horisontaalnurga optimaalne veahin-
nang vähimruutude mõistes. Ka siin tähistavad x ja y moodustuvate joonte otsapunk-
tide (st seisupunkti ja suunapunktide) koordinaate.



Joonis 2.9. Joonemõõtmise (vasakul; redutseeritud horisontaalpinnale) ja horisontaalnurga (paremal) parameetriliste tingimusvõrrandite liikmed graafiliselt kujutatuna.

Eeltoodud parameetrilised tingimusvõrrandid on mittelineaarsed, mistõttu need ei sobi kasutamiseks vähimruutude lahendi leidmisel. Seetõttu tuleb tingimusvõrrandid (valemid 2.38 ja 2.39) lineariseerida Taylori rittaarendusega. Horisontaalpinnale redutseeritud joonemõõtmise lineariseeritud tingimusvõrrandid saab kirjutada järgmiselt:

$$(l_{ij} - s_{ij}^0) - \varepsilon_{ij} = a \cdot \delta x_i + b \cdot \delta y_i + c \cdot \delta x_j + d \cdot \delta y_j, \quad (2.40)$$

kus s_{ij}^0 on ligikaudne horisontaalne joonepikkus ning δx ja δy on vastavate koordinaatide parandid. a , b , c ja d on võrrandi koefitsiendid, mis leitakse vastavate liikmete osatuletistena (vt valem 2.42) esialgselt mittelineaarsest parameetrisest tingimusvõrrandist (st valemist 2.38). Eeldades, et punkt P_j (vt joonis 2.9) on veatu ja fikseeritud lähtepunkt (st δx_j ja δy_j on võrdsustatud nulliga), lihtsustub võrrand kujule

$$(l_{ij} - s_{ij}^0) - \varepsilon_{ij} = a \cdot \delta x_i + b \cdot \delta y_i, \quad (2.41)$$

mille liikmed avalduvad järgmiselt:

$$\begin{cases} s_{ij}^0 = \sqrt{(x_j - x_i^0)^2 + (y_j - y_i^0)^2}; \\ a = \frac{\partial l_{ij}}{\partial x_i} = \frac{x_i^0 - x_j}{s_{ij}^0}; \\ b = \frac{\partial l_{ij}}{\partial y_i} = \frac{y_i^0 - y_j}{s_{ij}^0}, \end{cases} \quad (2.42)$$

kus x^0 ja y^0 on ligikaudsed koordinaadid. Punkt P_i on siin instrumendi seisupunkt.

Lähenedes sarnaselt horisontaalnurga tingimusvõrranditele, saab need lineariseerimise järel kirjutada kujul

$$(l_{jik} - \beta_{jik}^0) - \varepsilon_{jik} = a \cdot \delta x_i + b \cdot \delta y_i + c \cdot \delta x_j + d \cdot \delta y_j + e \cdot \delta x_k + f \cdot \delta y_k, \quad (2.43)$$

kus β_{jik}^0 on ligikaudne horisontaalnurk. Eeldades, et punktid P_j ja P_k (vt joonis 2.9) on veatud ja fikseeritud lähtepunktid, lihtsustub võrrand kujule

$$(l_{jik} - \beta_{jik}^0) - \varepsilon_{jik} = a \cdot \delta x_i + b \cdot \delta y_i, \quad (2.44)$$

mille liikmed avalduvad järgmiselt:

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_{ij}^0 = \arctan\left(\frac{y_j - y_i^0}{x_j - x_i^0}\right); \\ \alpha_{ik}^0 = \arctan\left(\frac{y_k - y_i^0}{x_k - x_i^0}\right); \\ \beta_{jik}^0 = \alpha_{ik}^0 - \alpha_{ij}^0 \\ s_{ij}^0 = \sqrt{(x_j - x_i^0)^2 + (y_j - y_i^0)^2}; \\ s_{ik}^0 = \sqrt{(x_k - x_i^0)^2 + (y_k - y_i^0)^2}; \\ a = \frac{\partial l_{jik}}{\partial x_i} = \frac{\sin \alpha_{ik}^0}{s_{ik}^0} - \frac{\sin \alpha_{ij}^0}{s_{ij}^0}; \\ b = \frac{\partial l_{jik}}{\partial y_i} = \frac{\cos \alpha_{ij}^0}{s_{ij}^0} - \frac{\cos \alpha_{ik}^0}{s_{ik}^0}, \end{array} \right. \quad (2.45)$$

kus α_{ij}^0 ja α_{ik}^0 on ligikaudsed direktsiooninurgad ning s_{ij}^0 ja s_{ik}^0 on ligikaudsed horisontaalsed joonepikkused. Ka siin võetakse punkt P_i instrumendi seisupunktiks.

Arvutuste esimeses lähenduses on arvestatud ainult lähtepunkte A2 ja A6 (vt joonis 2.8). Seega eksisteerib kaks mõõdetud joonepikkust (l_{S-A2} ja l_{S-A6}) ning nende vaheline nurk ($l_{A2-S-A6}$) ehk kokku on kolm mõõdetud suurust ($n = 3$). Vastulõike arvutamiseks on neist vajalikud ainult kaks joonemõõtmist (vajalikud suurused $k = 2$), mistõttu kahe joone vaheline nurk on liigsuurus, mis võimaldab vastulõike tasandamist (vähimruutude meetod nõuab liigsuuruste olemasolu). Alustuseks

tuleb arvutada kahe lähtepunkti (A2 ja A6) direktsiooninurk ning nende vaheline kaugus:

$$\alpha_{A2-A6} = \arctan\left(\frac{y_{A6}-y_{A2}}{x_{A6}-x_{A2}}\right) = \arctan\left(\frac{537\,964,559-538\,014,158}{6\,584\,298,382-6\,584\,280,500}\right) + 360^\circ = 289,82582872^\circ;$$

$$\begin{aligned} s_{A2-A6} &= \sqrt{(x_{A6} - x_{A2})^2 + (y_{A6} - y_{A2})^2} \\ &= \sqrt{(6\,584\,298,382 - 6\,584\,280,500)^2 + (537\,964,559 - 538\,014,158)^2} \\ &= 52,724 \text{ m.} \end{aligned}$$

Edasi tuleb siinusteoreemiga leida nurk $\beta_{A6-A2-S}$, mille abil saab arvutada instrumendi seisupunkti S esialgsed ligikaudsed koordinaadid:

$$\begin{aligned} \beta_{A6-A2-S} &= \arcsin\left(\frac{l_{S-A6} \cdot \sin l_{A2-S-A6}}{s_{A2-A6}}\right) = \arcsin\left(\frac{28,209 \cdot \sin 56,35347222}{52,724}\right) \\ &= 26,44880418^\circ; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_{A2-S} &= \alpha_{A2-A6} - \beta_{A6-A2-S} = 289,82582872 - 26,44880418 \\ &= 263,37702454^\circ; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x_S^0 &= x_{A2} + l_{S-A2} \cdot \cos \alpha_{A2-S} = 6\,584\,280,500 + 62,823 \cdot \cos 263,37702454 \\ &= 6\,584\,273,254 \text{ m;} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y_S^0 &= y_{A2} + l_{S-A2} \cdot \sin \alpha_{A2-S} = 538\,014,158 + 62,823 \cdot \sin 263,37702454 = \\ &= 537\,951,754 \text{ m.} \end{aligned}$$

Asjaolu, et seisupunkti S esialgselt arvatud ligikaudsed koordinaadid langevad peaaegu kokku nendega, mille määras instrument 16 lähtepunkti põhjal, on lähteandmete valikust tulenev juhus. Antud olukorras viitab see tulemus sellele, et punkti A2 RTK-GNSS meetodil määratud koordinaadid on ilmselt võrdlemisi täpsed. Seda võib järeltada ka tabeli 2.1 standardhälbe väärtuste põhjal.

Lähtudes valemitest 2.41 ja 2.44, saab koostada järgmise parameetriliste tingimusvõrrandite süsteemi:

$$\left\{ \begin{array}{l} (l_{A2-S-A6} - \beta_{A2-S-A6}^0) \cdot 3600 - \varepsilon_{A2-S-A6} = \left(\frac{\sin \alpha_{S-A2}^0}{s_{S-A2}^0} - \frac{\sin \alpha_{S-A6}^0}{s_{S-A6}^0} \right) \cdot \frac{\rho''}{1000} \cdot \delta x_S + \left(\frac{\cos \alpha_{S-A6}^0}{s_{S-A6}^0} - \frac{\cos \alpha_{S-A2}^0}{s_{S-A2}^0} \right) \cdot \frac{\rho''}{1000} \cdot \delta y_S; \\ (l_{S-A2} - s_{S-A2}^0) \cdot 1000 - \varepsilon_{S-A2} = \frac{x_S^0 - x_{A2}^0}{s_{S-A2}^0} \cdot \delta x_S + \frac{y_S^0 - y_{A2}^0}{s_{S-A2}^0} \cdot \delta y_S; \\ (l_{S-A6} - s_{S-A6}^0) \cdot 1000 - \varepsilon_{S-A6} = \frac{x_S^0 - x_{A6}^0}{s_{S-A6}^0} \cdot \delta x_S + \frac{y_S^0 - y_{A6}^0}{s_{S-A6}^0} \cdot \delta y_S, \end{array} \right.$$

milles väärtuste 3600, 1000 ja $\rho''/1000$ arvesse võtmine võimaldab minna üle sekunditele ja millimeetritele; ρ tähistab radiaani väärtust. Tehes vastavad asendused olemasolevate lähteandmetega, võtavad parameetrilised tingimusvõrrandid järgmise kuju:

$$\left\{ \begin{array}{l} -74,73 - \varepsilon_{A2-S-A6} = -0,05934780 \cdot \delta x_S + 6,13778987 \cdot \delta y_S; \\ 0 - \varepsilon_{S-A2} = -0,11533548 \cdot \delta x_S - 0,99332660 \cdot \delta y_S; \\ 6,80 - \varepsilon_{S-A6} = -0,89098439 \cdot \delta x_S - 0,45403395 \cdot \delta y_S, \end{array} \right.$$

kus teise võrrandi esimese liikme väärtus on 0, kuna seisupunkti S ligikaudsed koordinaadid leiti joone l_{S-A2} kaudu. Eeltoodud võrrandisüsteem vastab maatrikskujule

$$\mathbf{L} - \boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{A}\mathbf{X}, \quad (2.46)$$

kus $\mathbf{L} = \mathbf{L}' - \mathbf{c}$, milles $\mathbf{L}'$ on mõõdetud suuruste vektor ja $\mathbf{c}$ vabaliikmete ehk antud juhul ligikaudsete suuruste vektor. Vektor $\boldsymbol{\varepsilon}$ hõlmab mõõdetud suuruste veahinnanguid, $\mathbf{A}$ on võrrandite koefitsientide maatriks ehk disainmaatriks ja $\mathbf{X}$ on tundmatute parameetrite ehk antud juhul koordinaatide parandite vektor. Maatrikskujule üle minnes saadakse järgmised liikmed:

$$\mathbf{L} = \begin{bmatrix} -74,73'' \\ 0 \\ 6,80 \text{ mm} \end{bmatrix};$$

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} -0,05934780 & 6,13778987 \\ -0,11533548 & -0,99332660 \\ -0,89098439 & -0,45403395 \end{bmatrix};$$

$$\mathbf{X} = \begin{bmatrix} \delta x_S \\ \delta y_S \end{bmatrix}.$$

Kuna kasutusel on nii nurga- kui ka pikkusühikud, tuleb mõõtmiste kaalud defineerida järgmiselt:

$$p_i = \frac{\sigma_0^2}{\sigma_i^2}, \quad (2.47)$$

kus nimetajas olev σ tähistab aprioorseid veahinnanguid. Valides σ_0 kõige suurema joonepikkuse veahinnangu põhjal (antud juhul horisontaalse joonepikkuse l_{S-A2} aprioorne veahinnang 1,50 mm), saadakse järgmine kaalumatriks:

$$\mathbf{P} = \begin{bmatrix} 0,2824 & 0 & 0 \\ 0 & 1,0000 & 0 \\ 0 & 0 & 1,0685 \end{bmatrix},$$

kus $p_{A2-S-A6} = 0,2824$ ühik on $(\text{mm}/'')^2$ ja ülejäänud kaaluväärtused on ühikuta. Eeltoodud kaalude definitsioon on oluline selleks, et hilisemal dispersiooniteguri arvutusel jääks ühikuks alles mm^2 .

Tundmatud parameetrid ehk seisupunkti S esialgsete koordinaatide parandid δx_S ja δy_S leitakse järgmiselt:

$$\begin{bmatrix} \delta x_S \\ \delta y_S \end{bmatrix} = \hat{\mathbf{X}} = (\mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{A})^{-1} \mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{L} = \begin{bmatrix} -0,29 \text{ mm} \\ -11,20 \text{ mm} \end{bmatrix}, \quad (2.48)$$

kus katus vektori $\mathbf{X}$ kohal viitab vähimruutude optimaalsele lahendile. Seejärel saab arvutada mõõdetud suuruste veahinnangud vähimruutude mõistes:

$$\hat{\boldsymbol{\varepsilon}} = \mathbf{L} - \mathbf{A} \hat{\mathbf{X}}, \quad (2.49)$$

aga kuivõrd selle ülesande lõpuks pakub ennekoike huvi joonelis-nurgalise vastulõike täpsushinnang, saab mõõdetud suuruste veahinnangud ka otse leida:

$$\begin{bmatrix} \hat{\varepsilon}_{A2-S-A6} \\ \hat{\varepsilon}_{S-A2} \\ \hat{\varepsilon}_{S-A6} \end{bmatrix} = \hat{\varepsilon} = [\mathbf{I} - \mathbf{A}(\mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{A})^{-1} \mathbf{A}^T \mathbf{P}] \mathbf{L} = \begin{bmatrix} -5,99'' \\ -11,16 \text{ mm} \\ 1,46 \text{ mm} \end{bmatrix}, \quad (2.50)$$

kus $\mathbf{I}$ on identiteedimaatriks. Soovi korral saab arvutada ka tasandatud suurused (st tasandatud horisontaalsed joonepikkused ja horisontaal-suunanurgad):

$$\hat{\mathbf{L}}' = \mathbf{L} - \hat{\varepsilon} + \mathbf{c}. \quad (2.51)$$

Täpsushinnangute määramiseks tuleb kõigepealt leida dispersiooniteguri väärtus:

$$\hat{\sigma}_0^2 = \frac{\hat{\varepsilon}^T \mathbf{P} \hat{\varepsilon}}{n-k} = 136,96 \text{ mm}^2, \quad (2.52)$$

kus n on mõõdetud suuruste ja k vajalike suuruste arv ehk murru nimetajas olev vahe näitab liigmõõtmiste arvu. Seejärel saab leida tundmatute parameetrite ehk seisupunkti S koordinaatide parandite δx_s ja δy_s ning seega ka seisupunkti S koordinaatide endi dispersiooni-kovariatsiooni maatriksi:

$$\begin{bmatrix} \hat{\sigma}_x^2 & \hat{\sigma}_{xy} \\ \hat{\sigma}_{xy} & \hat{\sigma}_y^2 \end{bmatrix} = \hat{\mathbf{C}}_{\hat{\mathbf{x}}\hat{\mathbf{x}}} = \hat{\sigma}_0^2 (\mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{A})^{-1} = \begin{bmatrix} 161,92 & -6,07 \\ -6,07 & 11,79 \end{bmatrix} \text{ mm}^2, \quad (2.53)$$

mis ühtlasi iseloomustab loodud joonelis-nurgalise vastulõike täpsust. Selle maatriksi diagonaalil on dispersioonväärtused, millest saab leida joonelis-nurgalise vastulõike X- ja Y-koordinaattelgede suunalised standardvead:

$$\hat{\sigma}_x = \sqrt{\hat{\sigma}_x^2} = \sqrt{161,92} = 12,7 \text{ mm};$$

$$\hat{\sigma}_y = \sqrt{\hat{\sigma}_y^2} = \sqrt{11,79} = 3,4 \text{ mm},$$

mis antakse usaldatavuse 68,3% (1σ) tõenäosusega. Edasi võib leida standardvead ka tõenäosusega 99% ehk arvesse tuleb võtta kordajat $Z_{1-\alpha/2} = 2,58$ (eeldades vigade standardnormaaljaotust):

$$\hat{\sigma}_{x_{99\%}} = Z_{1-\alpha/2} \sqrt{\hat{\sigma}_x^2} = 2,58 \cdot \sqrt{161,92} = 32,8 \text{ mm};$$

$$\hat{\sigma}_{y_{99\%}} = Z_{1-\alpha/2} \sqrt{\hat{\sigma}_y^2} = 2,58 \cdot \sqrt{11,79} = 8,8 \text{ mm}.$$

Soovi korral saab arvutada ka mõõdetud suuruste veahinnangute dispersiooni-kovariatsiooni maatriksi:

$$\hat{\mathbf{C}}_{\hat{\mathbf{e}}\hat{\mathbf{e}}} = \hat{\sigma}_0^2 [\mathbf{P}^{-1} - \mathbf{A}(\mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{A})^{-1} \mathbf{A}^T] \quad (2.54)$$

ja tasandatud suuruste dispersiooni-kovariatsiooni maatriksi:

$$\hat{\mathbf{C}}_{\mathbf{l}'\mathbf{l}'} = \hat{\sigma}_0^2 \mathbf{A}(\mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{A})^{-1} \mathbf{A}^T, \quad (2.55)$$

kusjuures mõõdetud suuruste dispersiooni-kovariatsiooni maatriks avaldub järgmiselt:

$$\hat{\mathbf{C}}_{\mathbf{l}'\mathbf{l}'} = \hat{\sigma}_0^2 \mathbf{P}^{-1}. \quad (2.56)$$

Leitud dispersiooni-kovariatsiooni maatriksite diagonaalidel on alati dispersioonväärtused, mida juurides saab arvutada vastavate elementide aposterioorsed standardvead σ . Mõõdetud suuruste aposterioorsed standardvead võib kõrvutada tabelis 2.2 esitatud apriorsete veahinnangutega.

Tundmatute parameetrite dispersiooni-kovariatsiooni maatriksi (vt valem 2.53) abil saab konstrueerida joonelis-nurgalise vastulõike veaellipsi, mis annab vigade graafilise kujutise. Veaellipsi pooltelgede pikkuste $\hat{\sigma}_u$ ja $\hat{\sigma}_v$ ning pöördenurga θ valemid on:

$$\hat{\sigma}_u = \sqrt{\frac{1}{2} \left(\hat{\sigma}_x^2 + \hat{\sigma}_y^2 + \sqrt{(\hat{\sigma}_x^2 - \hat{\sigma}_y^2)^2 + 4\hat{\sigma}_{xy}^2} \right)}; \quad (2.57)$$

$$\hat{\sigma}_v = \sqrt{\frac{1}{2} \left(\hat{\sigma}_x^2 + \hat{\sigma}_y^2 - \sqrt{(\hat{\sigma}_x^2 - \hat{\sigma}_y^2)^2 + 4\hat{\sigma}_{xy}^2} \right)}; \quad (2.58)$$

$$\theta = \frac{1}{2} \arctan \left(\frac{2\hat{\sigma}_{xy}}{\hat{\sigma}_x^2 - \hat{\sigma}_y^2} \right), \quad (2.59)$$

kus pikema pooltelje $\hat{\sigma}_u$ suund antakse (geodeetilise) X-telje suhtes päripäeva pöördenurga θ järgi (näitab U-telje suunda X-telje suhtes). Pöördenurga arvutamisel tuleb lähtuda järgmisest algoritmist.

1. Olukorras, kus $\theta < 0$, tuleb selle väärtusele liita 180° , et saada positiivne nurga väärtus.
2. Kui $\hat{\sigma}_{xy} > 0$, peab veaellipsi pikema pooltelje pöördenurk olema $0^\circ < \theta < 90^\circ$ või $180^\circ < \theta < 270^\circ$. Kui θ ei vasta neile tingimustele, tuleb selle väärtusele liita 90° .
3. Kui $\hat{\sigma}_{xy} < 0$, peab veaellipsi pikema pooltelje pöördenurk olema $90^\circ < \theta < 180^\circ$ või $270^\circ < \theta < 360^\circ$. Kui θ ei vasta neile tingimustele, tuleb selle väärtusele liita 90° .
4. Kui $\hat{\sigma}_{xy} = 0$, siis ei eksisteeri vigade suundade vahelist korrelatsiooni, mistõttu on θ väärtuseks 0° . See tuleb välja ka valemist 2.59.
5. Kui leitud $\theta > 180^\circ$, võib selguse mõttes sellest lahutada 180° , aga ka esialgu leitud väärtus $\theta > 180^\circ$ on korrektne.

Veaellipsi pooltelgede pikkuste arvutamiseks kehtivad ka järgmised valemid:

$$\hat{\sigma}_u = \sqrt{\hat{\sigma}_x^2 \cdot \cos^2 \theta + 2\hat{\sigma}_{xy} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta + \hat{\sigma}_y^2 \cdot \sin^2 \theta}; \quad (2.60)$$

$$\hat{\sigma}_v = \sqrt{\hat{\sigma}_x^2 \cdot \sin^2 \theta - 2\hat{\sigma}_{xy} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta + \hat{\sigma}_y^2 \cdot \cos^2 \theta}, \quad (2.61)$$

mis peavad andma täpselt samad tulemused nagu valemid 2.57 ja 2.58. Kuna valemid 2.60 ja 2.61 kaasavad pöördenurka, sobivad need leitud pöördenurga väärtuse kontrollimiseks.

Selle näite esimeses lähenduses (arvestades ainult lähtepunkte A2 ja A6) on veaellipsi pooltelgede pikkused järgmised:

$$\hat{\sigma}_u = \sqrt{\frac{1}{2} \left(\hat{\sigma}_x^2 + \hat{\sigma}_y^2 + \sqrt{(\hat{\sigma}_x^2 - \hat{\sigma}_y^2)^2 + 4\hat{\sigma}_{xy}^2} \right)} =$$

$$\sqrt{\frac{1}{2} (161,92 + 11,79 + \sqrt{(161,92 - 11,79)^2 + 4 \cdot (-6,07)^2})} = 12,7 \text{ mm};$$

$$\hat{\sigma}_v = \sqrt{\frac{1}{2} \left(\hat{\sigma}_x^2 + \hat{\sigma}_y^2 - \sqrt{(\hat{\sigma}_x^2 - \hat{\sigma}_y^2)^2 + 4\hat{\sigma}_{xy}^2} \right)} =$$

$$\sqrt{\frac{1}{2} (161,92 + 11,79 - \sqrt{(161,92 - 11,79)^2 + 4 \cdot (-6,07)^2})} = 3,4 \text{ mm},$$

mis on oma väärtustelt võrdsed eespool leitud X- ja Y-koordinaattelgede suunaliste standardvigadega, kuna veaellips on orienteeritud ligikaudu X- ja Y-koordinaattelgede suunaliselt:

$$\theta = \frac{1}{2} \arctan \left(\frac{2\hat{\sigma}_{xy}}{\hat{\sigma}_x^2 - \hat{\sigma}_y^2} \right) = \frac{1}{2} \arctan \left(\frac{2 \cdot -6,07}{161,92 - 11,79} \right) = -2,31^\circ.$$

Kuna leitud pöördenurk on negatiivne, tuleb vastavalt eeltoodud algoritmile liita 180° :

$$\theta = -2,31 + 180 = 177,69^\circ.$$

Arvestades, et $\hat{\sigma}_{xy} < 0$, peab leitud pöördenurk olema $90^\circ < \theta < 180^\circ$ või $270^\circ < \theta < 360^\circ$ ja nii ka on. Leitud pooltelgede pikkused (standardvead) annavad veaellipsi usaldatavuse 39,3% tõenäosusega. Edasi võib leida veaellipsi ka tõenäosusega 99% ehk arvesse tuleb võtta kordajat $\chi_{1-\alpha, df} = 3,03$ (eeldades vigade χ^2 -jaotust):

$$\hat{\sigma}_{u_{99\%}} = \chi_{1-\alpha, df} \cdot \hat{\sigma}_u = 3,03 \cdot 12,7 = 38,5 \text{ mm};$$

$$\hat{\sigma}_{v_{99\%}} = \chi_{1-\alpha, df} \cdot \hat{\sigma}_v = 3,03 \cdot 3,4 = 10,3 \text{ mm}.$$

Arvestades usaldatavuse 99% tõenäosusega määratud veaellipsi parameetreid ($\hat{\sigma}_{u_{99\%}}$, $\hat{\sigma}_{v_{99\%}}$ ja θ), on see kujutatud joonisel 2.8 siniselt. Veaellips on tsentreeritud selles ülesandes tasandatud joonelis-nurgalise vastulõike koordinaatidele, mis leitakse järgmiselt:

$$\hat{x}_S = x_S^0 + \frac{\delta x_S}{1000} = 6\,584\,273,254 + \frac{-0,29}{1000} = 6\,584\,273,254 \text{ m}; \quad (2.62)$$

$$\hat{y}_S = y_S^0 + \frac{\delta y_S}{1000} = 537\,951,754 + \frac{-11,20}{1000} = 537\,951,743 \text{ m}. \quad (2.63)$$

Antud juhul on joonisel 2.8 koordinaadid 0;0 võrdustatud seisupunkti „tegelike“ koordinaatidega, mis määrati instrumendi poolt välitöö käigus 16 lähtepunkti põhjal, ehk ülesandes tasandatud joonelis-nurgalise vastulõike koordinaadid on nende järgi redutseeritud.

Ülesande järgmistes lähendustes on arvesse võetud täiendavad lähtepunktid. Iga uus lähtepunkt lisab kaks liigsuurust – ühe horisontaalse joonepikkuse ja ühe horisontaalnurga lähtesuuna S-A2 suhtes (st suunanurga); vajalikke suuruseid on alati kaks. **Seega lisab iga uus lähtepunkt parameetriliste tingimusvõrrandite süsteemi ka kaks uut võrrandit** – ühe horisontaalpinnale redutseeritud joonemõõtmise lineariseeritud tingimusvõrrandi (vt valem 2.41) ja ühe horisontaalnurga lineariseeritud tingimusvõrrandi (vt valem 2.44). Kuigi võrrandisüsteemis on täiendavate lähtepunktide tõttu rohkem võrrandeid, jääb joonelis-nurgalise vastulõike arvutuskäik analoogiliseks varem esitatuga.

Järgmiste lähenduste alusel arvatatud usaldatavuse 99% tõenäosuse standardvead on esitatud tabelis 2.3 ja vastavad veaellipsid on kujutatud joonisel 2.8. Võib näha, et 4 ja 5 lähtepunkti korral on arvatatud koordinaadid peaaegu samad, mis instrumendi määratud koordinaadid 16 lähtepunkti põhjal. Nende näidete veaellipsid on natukene ovaalsed, kuid oluliselt vähem välja venitatud kui 2 ja 3 lähtepunkti juhtumitel. **Idealis võiks veaellips võtta ringi kuju** ehk sellisel juhul puudub vigadel spetsiifiline suund. Lõpetuseks võib veel mainida, et ainult lähtepunktide A2 ja A6 kaasamisel on joonelis-nurgalise vastulõike geomeetria üsna kesine (meenuta, et parim seisupunkt asub lähtepunktide raskuskeskmes), mis tingib ka võrdlemisi suured standardvead, eriti just X-telje suunal, mis on lähtepunktide poolt kehvemini seotud kui Y-telje suund. Elektrontahhümeetrites on standardvigade väärtuste arvutus automatiseeritud.

Tabel 2.3. Joonelis-nurgalise vastulõike standardvead sõltuvalt kasutatud lähtepunkti-dest. Allindeks 99% tähistab usaldatavuse 99% tõenäosust. Ühik mm.

Lähtepunktid	$\hat{\sigma}_x$	$\hat{\sigma}_y$	$\hat{\sigma}_{x_{99\%}}$	$\hat{\sigma}_{y_{99\%}}$
A2 ja A6	12,7	3,4	32,8	8,8
A2, A6 ja A7	3,0	3,1	7,6	8,0
A2, A6, A7 ja A8	1,6	1,6	4,0	4,1
A2, A6, A7, A8 ja A10	1,3	1,3	3,4	3,4

2.4. Analüütiliste täpsushinnangute määramine mõõdistustööle

Kuivõrd ehitusgeodeetilised tööd nõuavad suurt täpsust, võib osutada vajalikuks analüüsida erinevate instrumentide ning mõõdistusgeomeetria (st joonepikkused ja nurgasuured) mõju mõõdistustäpsusele, et valida neist sobivaim vastava töö jaoks. See on tähtis mitte ainult ehitusplatsi märkimisalusel loomisel, vaid ka kõikidel järgnevatel ehitusgeodeetilistel töödel. Järgnevalt on esitatud analüütilised valemid, mis on säärasel analüüsil abiks. Oluline on meeles pidada, et need valemid annavad täpsushinnangud usaldatavuse tõenäosusega 68,3%. Selleks, et saada usaldatavuse 99% tõenäosus, tuleks lisaks võtta arvesse kordajat $Z_{1-\alpha/2} = 2,58$ (Kala ja Ustinova, 2019). Teine asjaolu, mida tasub arvestada, on see, et praktikas võivad erineda veaallikad üksteist kompenseerida, kuid valemid summeerivad need vead. Seega on valemitega saadavad täpsushinnangud üldjuhul alahinnatud (st tegelik täpsus on tõenäoliselt suurem), kuid analüüsiks on need siiski igati sobivad, illustreerides kehve-mapoolset ekstreemolukorda.

Koordinaatide juurdekasvude vead

Väljamärgimise või teostusmõõdistuse punktide koordinaatide juurdekasvude vead saab leida järgmiste valemitega:

(2.64)

$$\sigma_x = \sqrt{\sigma_{inst}^2 \cdot \cos^2 \alpha + \frac{s^2 \cdot \sin^2 \alpha \cdot \sigma_{inst}^2}{\rho'^2} + \sigma_{TSinst}^2 + \sigma_{TSpris}^2 + ds^2 + \sigma_{VT}^2 + \sigma_{kind}^2};$$

(2.65)

$$\sigma_Y = \sqrt{\sigma_{inst}^s{}^2 \cdot \sin^2 \alpha + \frac{s^2 \cdot \cos^2 \alpha \cdot \sigma_{inst}^\beta{}^2}{\rho''^2} + \sigma_{TSinst}^2 + \sigma_{TSpris}^2 + ds^2 + \sigma_{VT}^2 + \sigma_{kind}^2},$$

kus s tähistab mõõdetud horisontaalset joonepikkust ja α selle joone direktsiooni-
nurka. σ_{inst}^s ja σ_{inst}^β on vastavalt joone- ja nurgamõõtmise instrumentaalsed vead,
mis leitakse valemitega 2.1 ja 2.3, ρ tähistab radiaani väärtust. σ_{TSinst} on instru-
mendi tsentreerimisest tulenev viga, mille võib asendada joonelis-nurgalise vastu-
lõike vastava koordinaatsuuna standardveaga (68,3% tõenäosus; vt jaotis 2.3.1), kui
instrument orienteeriti vastulõikega. σ_{TSpris} on prisma tsentreerimise viga, ds
prisma tsentrile viseerimise/suunamise kõrvalekalle, σ_{VT} välistingimustest tingitud
viga ja σ_{kind} punkti kindlustamisel tehtav viga (vt tabel 1.1). Viimast arvestatakse
ainult väljamärgimisel ja teostusmöödistamisel see veakomponent kaob. Kompen-
saatorist tuleneva vea mõju on koordinaatide juurdekasvude määramisel tühine (eel-
dades, et instrument on korralikult loodi pandud).

Trigonomeetrilise nivelleerimise kõrguskasvu viga

Trigonomeetrilise nivelleerimise kõrguskasvu vea instrumendi horisondi suhtes saab
leida järgmise valemiga:

$$\sigma_h = \sqrt{\sigma_{inst}^s{}^2 \cdot \tan^2 \nu + \frac{s^2 \cdot \sigma_{inst}^\beta{}^2}{\rho''^2 \cdot \cos^4 \nu} + ds^2 + \sigma_{VT}^2 + \sigma_{komp}^2}, \quad (2.66)$$

kus ν tähistab mõõdetud vertikaalnurka. Kompensaatorist tulenev viga σ_{komp}
leitakse:

$$\sigma_{komp} = \frac{s \cdot \sigma_{inst}^{komp}}{\rho''}, \quad (2.67)$$

kus σ_{inst}^{komp} on kompensaatori nominaalne täpsus. Muud parameetrid on nii, nagu
eespool juba defineeriti. Trigonomeetrilise keskelt nivelleerimise kõrguskasvu viga
saab hinnata järgmiselt:

$$\sigma_h = \sqrt{\sigma_h^I{}^2 + \sigma_h^{II}{}^2}, \quad (2.68)$$

kus juurealune esimene liige näitab kõrguskasvu viga instrumendi suhtes suunal näiteks reeperile ja teine liige kõrguskasvu viga instrumendi suhtes suunal nivelleeritava punktile. Need leitakse valemiga 2.66.

Digitaalnivelliiri kõrguskasvu viga

Digitaalnivelliiri kõrguskasvu viga instrumendi horisondi suhtes saab leida järgmise valemiga:

$$\sigma_h = \sqrt{\sigma_{inst}^h{}^2 + \sigma_{komp}^2 + \sigma_{koll}^2 + \sigma_{latt}^2 + \sigma_{lug}^2 + \sigma_{VT}^2}, \quad (2.69)$$

kus σ_{inst}^h on nivelliiri instrumentaalne viga, mis leitakse põhimõtteliselt valemi 2.1 järgi, kus n tähistab nüüd kordusmõõtmiste arvu. σ_{komp} on kompensaaatorist tulenev viga, mis leitakse valemiga 2.67, kus s tähistab mõõdistusõla pikkust. Nivelliir-latt süsteemi etaloneerimistulemuste olemasolul võib kasutada etaloneerimistulemust, mis sisaldab nii kompensaaatori viga kui ka lati jaotise viga. Sümbol σ_{koll} tähistab kollimatsiooniviga, mis leitakse samuti valemi 2.67 analoogial ja määratakse instrumendi kontrollil, aprioorselt võib võtta 1,5 mm / 70 m. σ_{latt} on lati talla ebatäpsustest tulenev viga, mis määratakse vastaval kontrollil. σ_{lug} on lugemi määramise nominaalne elektrooniline täpsus ja σ_{VT} välistingimustest tingitud viga. Kui toimub kahe lati vahelise kõrguskasvu määramine, siis selle viga saab hinnata:

$$\sigma_h = \sqrt{\sigma_h^I{}^2 + \sigma_h^{II}{}^2 + (\sigma_{koll}^I - \sigma_{koll}^{II})^2}, \quad (2.70)$$

kus σ_h^I ja σ_h^{II} leitakse valemiga 2.69, millest on välja arvatud kollimatsioonivea mõju, mida arvestab nüüd valem 2.70. Selline valemi modifitseerimine on oluline, kuna võrdsete õlgade korral taandub kollimatsiooniviga mõõdistusel välja. Üldiselt on instrumentaalne viga nii väike, et kordusmõõtmised seda oluliselt ei vähenda, küll aga saab kasutada vastavaid parandeid, aga kordusmõõtmistega saab oluliselt vähendada välistingimuste mõju.

Optilise nivelliiri lugemi määramise viga

Kui kasutatakse optilist nivelliiri (või digitaalnivelliiri optilise nivelliirina), saab lugemi määramise vea leida järgmiselt:

$$\sigma_{lug} = 0,03t + 0,2 \frac{s}{V}, \quad (2.71)$$

kus t on lati jaotise väärtus, s mõõdistusõla pikkus (meetrites) ja V instrumendi pikksilma suurendus. Edasi saab rakendada endiselt valemeid 2.69 ja 2.70. Kui instrumendil puudub kompensaator, siis asendub kompensaatorist tulenev viga instrumendi loodimise veaga.

Vertikaalviseerimise projitseerimise viga

Vertikaalviseerimise projitseerimise vea saab leida järgmise valemiga:

$$\sigma_{proj} = \sqrt{\sigma_{inst}^{proj2} + \sigma_{komp}^2 + \sigma_{TSinst}^2 + \sigma_{lug}^2 + \sigma_{VT}^2 + \sigma_{kind}^2}, \quad (2.72)$$

kus σ_{inst}^{proj} on vesiloodi instrumentaalne viga, mis leitakse põhimõttelt valemi 2.1 järgi, kus $n = 1$. σ_{TSinst} on tsentreerimisest tulenev viga, σ_{VT} välistingimustest tingitud viga ja σ_{kind} on märkimistöödel punkti kindlustamisel tehtav viga, mõõdistamisel ei esine (vt tabel 1.1). Kompensaatorist tulenev viga σ_{komp} leitakse valemiga 2.67, kus s tähistab projitseerimise kõrgust (st paleti kõrgust instrumendist). Lugemi määramise vea σ_{lug} saab leida valemi 2.71 põhjal, kus t on paleti jaotise väärtus (üldjuhul 10 mm), s projitseerimise kõrgus ja V instrumendi pikksilma suurendus. Analoogiliselt nivelleerimisega on vertikaalviseerimise instrumentaalne viga nii väike, et seda kordusmõõtmised oluliselt ei vähenda, küll aga võivad kordusmõõtmised vähendada välistingimuste mõju.

Terasruletiga mõõdetud horisontaalse joonepikkuse viga

Terasruletiga mõõdetud horisontaalse joonepikkuse vea saab leida järgmise valemiga (eeldades, et ehitusel tehakse mõõtmisi üldjuhul horisontaalsetel tasapindadel mööda pinda ja rulett on pingutatud ehk loogaparand jäetakse välja):

$$\sigma_s = \sqrt{\sigma_{kalle}^2 + \sigma_{temp}^2 + \sigma_{mõõt}^2}, \quad (2.73)$$

kus σ_{kalle} on kaldeparand, σ_{temp} on temperatuuriparand ja $\sigma_{mõõt}$ vahetu mõõtmisviga. Kaldeparandi saab arvutada järgmiselt:

$$\sigma_{kalle} = \frac{h^2}{2l}, \quad (2.74)$$

kus h on ruleti otste kõrguste vahe ja l on mõõdetud joonepikkus.

Kui mõõtmised toimuvad maapinna kohal, tuleb arvestada ka mõõtevahendi loogast ja tõmbejõu veast tingitud lisaviga valemiga:

$$\sigma_{Fs} = \sigma_F \cdot s_0 \cdot \left(\frac{p^2}{12F^2} + \frac{1}{\omega E} \right), \quad (2.74-1)$$

kus F on ruleti tõmbejõud (njuuton N); σ_F on tõmbejõu viga (N); s_0 on mõõdetud joonepikkus, mm; ω on ruleti ristlõige ja E on terase elastsusmoodul 200 000 N/mm²; p on ruleti jooksva meetri kaal, N.

Temperatuuriparand valemis 2.73 avaldub järgmiselt:

$$\sigma_{temp} = \tau \cdot l(t - t_0), \quad (2.75)$$

kus τ on joonpaisumise koefitsient (terasruletil võib võtta $1,25 \cdot 10^{-5}$), t mõõdistus- aegne keskmine temperatuur ja t_0 normaaltemperatuur (st temperatuur, mille juures on ruletil nominaalpikkus). Temperatuuri mõõtmise veast tingitud pikkuse vea saab leida valemiga (Vidujev ja Rakitov, 1964)

$$\sigma_{temp} = \tau \cdot \sigma_t \cdot s, \quad (2.75-1)$$

kus τ on joonpaisumise koefitsient (terasruletil võib võtta $1,25 \cdot 10^{-5}$), σ_t on temperatuuri mõõtmise viga ja s_0 on mõõdetud joonepikkus, $\sigma_{mõõt}$ on terasruleti jaotise veast tingitud mõõtmisviga ($a + bs$) mm, kus I täpsusklassi ruleti puhul $a = 0,1$ mm ja $b = 0,1$ ning II täpsusklassi puhul $a = 0,3$ mm ja $b = 0,2$ (OIML R 35-1, edition 2007), kusjuures arvestatakse, et mõõtmistel kasutati valemiga 2.75 määratud temperatuuriparandit.

2.5. Võrdtäpsete kaksikmõõtmiste meetod

Ehitusgeodeetiliste tööde eri staadiumites võib osutuda tarvilikuks mõõdistuspunktidle empiiriliste täpsushinnangute määramine. Selleks on sobilik rakendada võrdtäpsete kaksikmõõtmiste meetodit, mille korral mõõdistatakse näiteks kahest eri seisust valikuliselt samu objekte/punkte mõõdistustöö kontrolliks (nt seintele kindlustatud märkimisaluse punktid joonisel 2.1). Meetod võimaldab ennekõike tuvastada süstemaatiliste vigade (nt kahe seisu vaheline nihe), aga ka jämedate vigade olemasolu. Selleks tuleb esmalt arvutada kaksikmõõtmiste vahed:

$$d_i = x_i^1 - x_i^2, \quad (2.76)$$

kus x on juhuslik muutuja (nt punkti X- või Y-koordinaat või kõrgus) ning ülaindeksid 1 ja 2 tähistavad vastavalt esimest ja teist mõõdistustulemust (nt sama punkt, mida on mõõdistatud kahest eri seisust). Edasi arvutatakse vahede summa ja vahede absoluutväärtuste summa:

$$\begin{cases} [d] = \sum_{i=1}^n d_i; \\ |[d]| = \sum_{i=1}^n |d_i|, \end{cases} \quad (2.77)$$

kus n on kaksikmõõtmiste paaride koguarv. Seejärel lahendatakse võrratus $|[d]| \leq 0,25|[d]|$. Kui võrratus kehtib, siis süstemaatiline viga puudub, vastasel korral on mõõdistustulemustes süstemaatiline viga sees.

Kui mõõdistustulemustes on süstemaatiline viga, siis leitakse selle väärtus järgmiselt:

$$\xi = \frac{[d]}{n}, \quad (2.78)$$

kusjuures süstemaatiline viga võib olla tingitud kas esimese või teise mõõdistustulemuste hulga vigadest või nende kombinatsioonist. Olukorra väljaselgitamine nõuaks uusi kontrollmõõtmisi. Täpsushinnangu määramiseks tuleb esmalt kaksikmõõtmiste vahedest süstemaatilise vea mõju eemaldada:

$$\varepsilon_i = d_i - \xi, \quad (2.79)$$

misjärel saab arvutada kaksikmõõtmiste vahe keskmise ruutvea:

$$m_d = \sigma_d = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \varepsilon_i^2}. \quad (2.80)$$

See on võrdne standardhällbega σ_d , kuna süstemaatilise vea mõju eemaldamisega eemaldatakse ka vahede keskväärus. Kui võrratus viitab aga, et süstemaatiline viga puudub, siis leitakse kaksikmõõtmiste vahe keskmine ruutviga valemiga

$$m_d = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n d_i^2}. \quad (2.81)$$

Lisaks võib arvutada ühe mõõtmise keskmise ruutvea:

$$m_i = \frac{m_d}{\sqrt{2}} \quad (2.82)$$

ja aritmeetilise keskmise standardvea:

$$m_{\bar{x}} = \frac{m_i}{\sqrt{2}}. \quad (2.83)$$

Mis puutub aritmeetilisse keskmisesse, siis kahe mõõtmise keskväärused tasub tavaliselt lõplikeks mõõdistustulemusteks võtta, kuna need on täpsemad kui ühe mõõtmise tulemus (eeldades, et ei esine olulist süstemaatilist viga):

$$\bar{x}_i = \frac{x_i^1 + x_i^2}{2}. \quad (2.84)$$

Kui tulemustes on süstemaatiline viga sees, tuleb see esmalt eemaldada (eeldades antud juhul valemit esitades, et viga on esimestes mõõdistustulemustes):

$$x_i^{1'} = x_i^1 - \xi, \quad (2.85)$$

misjärel keskväärus avaldub järgmiselt:

$$\bar{x}_i = \frac{x_i^{1'} + x_i^2}{2}. \quad (2.86)$$

Peatükk 2 kontrollküsimused

1. Millist kolme ehituskoordinaatide süsteemi näeb ette ISO 4463-1?
2. Millisteks järkudeks jaotab ISO 4463-1 ehitusplatsi märkimisaluse?
3. Kuhu on ja kuhu ei ole soovitatav tugivõrgu punkte kindlustada? Kuidas saab neid asukohti kindlaks teha?
4. Millistele nõuetele peab vastama trigonomeetrilise nivelleerimise kõik ehitusplatsi reeperite vahel?
5. Milliste hoonete seintesse või vundamentidesse tohib kindlustada seinareepereid?
6. Milline piirang on ette nähtud ehitusplatsi tugivõrgu baasjoone suunale? Miks?
7. Millised tegurid mõjutavad joonelis-nurgalise vastulõike täpsust?
8. Millisel üldpõhimõttel saab määrata joonelis-nurgalise vastulõike seisupunkti optimaalset asukohta?

3. Tänapäevane ehitusgeodeetiline instrumentaarium

Ehitusel jagunevad geodeetilise instrumentaariumi kasutajad kahte gruppi: ehitusgeodeedid ja mitmesugused ehitusala spetsialistid. Neist viimased kasutavad põhiliselt optilisi teodoliite ja lasernivelliire, aga ka optilisi nivelliire, rulette ja laserkaugusmõõtjaid, teede ja trasside rajamisel üha enam ka RTK-GNSS seadmeid. Loomulikult ei ole välistatud digitaalteodoliitide, elektrontahhümeetrite (nt robottahhümeetrite aina laiem rakendamine masinjuhtimises) ja digitaalnivelliiride kasutamine, kuid nendel lihtsatel geodeetistel töödel, mida ehitusala spetsialistid ehitustel peamiselt teevad (nt vertikaalplaneerimine, tehnovõrkude rajamine, vundamentide kõrguslik paigutus ja postide vertikaalseks rihtimine), ei anna geodeetiliste täppisinstrumentide kasutamine üldjuhul erilist lisaväärtust. See-eest on nende kallihinnaliste instrumentide kaotsimineku ja purunemise oht ehitusel suur. Siin peab märkima eeskätt instrumentide vargusi soojakuist, autodest ja otse töö ajal, kui geodeet on oma automaattahhümeetrist paarisaja meetri kaugusel. Veel peab arvestama ootamatuid tuuleiile töö kõrgetel montaažihorizontidel, mille mõjul instrument võib pikali või hoopis alla kukkuda. Arvestada tuleb ka võimaliku müksuga kraanaga transporditava ehitusdetailiga. Ka ei pruugi autojuhid tagurdamisel eriti tähelepanelikud olla ja kui geodeet on paarkümmend meetrit eemal, pole instrumendi hävinguks rohkem vaja. Siin võib ka geodeedil tekkida küsimus, kas igasuguse töö jaoks on vaja kasutada kallihinnalist automaatelektron-tahhümeetrit või saaks sama töö ära teha optilise nivelliiri või teodoliidiga.

Ehitusgeodeetide põhilised instrumendid on mitmesugused kesktäpsed elektrontahhümeetrid, soovituslikult mitte nõrgema täpsusklassiga kui valguskaugusmõõturi nominaalse täpsusega $2\text{ mm} + 2\text{ ppm}$ ja nurgamõõtmise nominaalse täpsusega $2''$. Samuti kasutatakse laialdaselt GNSS-vastuvõtjaid, seda peamiselt RTK-režiimis, aga selle kasutamisel ehitusgeodeesias peab väga rangelt järgima täpset mõõtmist võimaldavat meetodikat ja kindlasti tegema jooksvaid lisakontrolle. Optilisi nivelliire ja RTK-GNSS seadmeid ning nende käsitsemist siin lähemalt ei vaadelda, kuna need instrumendid on lugejale tuttavaks saanud teiste õppekursuste raames. Loomulikult peavad ka mõõdistamise muud tarvikud (nt statiivid, sauad, latid, helkurprismad) olema nõuetekohaselt hooldatud ja kasutatud. Vähemal määral leiavad kasutust vertikaalviseerimise instrumendid ja digitaalnivelliirid (nende kasutamine tuleb käsitlemisele deformatsiooniuringute peatükis), viimaseid rakendatakse peamiselt ehitusgeodeesia kontekstis vajumisvaatlustel. Seevastu aina suuremat kasutust leiavad mitmesugused laserskaneerimise süsteemid ja mehitamata õhusõidukid (ehk droonid, seda terminit kasutame selles tähenduses alljärgnevas tekstis).

Nende uuemat sorti (mittekontaktse) massandmekorjemeetodite põhimõtteid on käsitletud õpiku VII osas. Järgnevalt vaatleme lähemalt mõningaid ehitusgeodeetilistel töödel kasutatavaid instrumente.

3.1. Automatiseeritud elektrontahhümeetrid

Automatiseeritud elektrontahhümeetrid saab jagada kahte gruppi: servotahhümeetrid ja robottahhümeetrid. Servotahhümeetrid töötavad sarnaselt traditsiooniliste elektrontahhümeetritega, kuid võimaldavad teatud tööülesandeid automatiseerida. Näiteks saab märkimistöödel arvutada seisupunkti ja märgitava punkti koordinaatide järgi vajaliku pöördenurga lähtesuuna suhtes, misjärel instrument keerab end automaatselt märgitava punkti suunale. Servotahhümeetreid saab ka programmeerida end viseerima teadaolevate koordinaatidega prismadele, kus pidevmõõdistuse režiimis (nt Trimble'i instrumentidel tähistab seda TRK-režiim) saab tuvastada instrumendi stabiilsust (servotahhümeetrid ei võimalda prisma liikumise jälgimist). Samuti lihtsustavad need täisvõtete mõõtmist, kus sooritada tuleb ainult esimene poolvõte igale mõõdistatavale punktile või prismale. Pärast seda vahetab instrument ise vertikaalringi asendit ja suunab end mõõdistatavale punktile või prismale. Käsitsi tuleb teha ainult täppisviseerimine.

Robottahhümeetreid võib vaadelda kui servotahhümeetrite edasiarendust, kuhu on lisandunud automaatsed prismajälgimise süsteemid ja robotrežiim, mis juhhib instrumendi vertikaal- ning horisontaalringi liikumist. Prismajälgimissüsteemid saab jagada kolmeks.

1. Passiivsed süsteemid, mis vajavad esmalt instrumendi manuaalset ligikaudset suunamist (dioptersihikuga). Kui prisma jõuab instrumendi vaatevälja, siis lukustab instrument end prismale ja sooritab täpse suunamise automaatselt. Joonisel 3.1 on toodud paar passivprismade näidet (vasakpoolne ja keskmine). Passiivsete süsteemide suurimaks probleemiks on instrumendi võimetus eristada prisma teistest reflektoritest, nagu näiteks ohutusvestide helkurribad ja autode tuled.
2. Aktiivsed süsteemid, mille puhul on aktiivprisma elektrooniliselt robottahhümeetriga seotud (st prisma saadab välja kindla signaali, mille instrument ära tunneb). Sellisel juhul on võimalik instrumendi automaatne suunamine prismale, pärast mida sooritab instrument ka täpse suunamise. Aktiivprisma näide on esitatud joonisel 3.1 paremal. Kuna aktiivsete süsteemide korral on robottahhümeeter prismaga elektrooniliselt seotud, kaob oht, et instrument lukustab end muudele reflektoripindadele.

3. Poolaktiivsed süsteemid, kus aktiivset süsteemi kasutatakse prisma jälgimiseks, kuid mõõtmine toimub passiivsel süsteemil. Sellist lähenemist tasub kasutada suurt vertikaalset täpsust nõudvate mõõdistuste tarbeks, kuna aktiivsete süsteemide vertikaalnurkade määramise täpsus võib passiivsetega võrreldes väheneda (Lackner ja Lienhart, 2016).

Prismade kohta on oluline veel lisada, et 360° prismade kasutamisel võivad esineda tsüklilised vead, mis kehvemal juhul võivad ulatuda peaaegu sentimeetrini (Lackner ja Lienhart, 2016). Seetõttu ei tohiks 360° prismasid suurt täpsust nõudvatel töödel kasutada ja eelistama peaks ringprismasid. Ent ka kõik ringprismad ei ole ideaalsed. Kui ringprisma ei ole kaetud peegeldusvastase kile või viimistlusega, võib peegeldumine toimuda prisma pinnalt, põhjustades kuni mõne millimeetri suuruseid vigu (Lackner ja Lienhart, 2016). Õnneks saab selline peegeldumine toimuda ainult juhul, kui ringprisma on ideaalselt instrumendi suunas orienteeritud, mida praktikas on üsna keeruline saavutada. Ringprismade korral väheneb täpsus ka siis, kui prisma on instrumendi suunast oluliselt eemale orienteeritud (enam kui 20°). Lisaks tuleb robottahhümeetreid kasutades arvestada sellega, et pidevmõõdistus on alati ebatäpsem kui standardmõõdistus. Ekstreemsematel juhtudel (nt prisma kiirel liikumisel) võivad pidevmõõdistuse vead ületada mitut sentimeetrit (Garget, 2005).



Joonis 3.1. Leica GMP111 mini-ringprisma (vasakul), Leica GRZ4 360° prisma (keskel) ja Trimble MT1000 360° aktiivprisma (paremal).

Oluline on tagada ka prisma stabiilsus mõõtetetkedel, selleks võib kasutada spetsiaalseid statiiv-hoidjaid, vt Joonis 3.2.



Joonis 3.2. Ehitusprisma hoidja⁸.

Robottahhümeetrite korral kuulub komplekti väliarvuti, mis töötab kaugjuhtimispuldina ja mille abil prismauuga liikuv geodeet kogu mõõdistustööd juhib (st robottahhümeeter on ühemeheinstrument). Integreeritud mõõtmistel kaasatakse töösse ka GNSS vastuvõtja, mis kinnitatakse prisma kohale või robottahhümeet-rile, vt joonis 3.3.

⁸ Allikas: Bohnenstingl tootekataloog, https://bohlenstingl.de/wp-content/uploads/2024/10/Bohlenstingl_DE_241017_Vermessungszubehoer.pdf (viimati külastatud 17.05.2025).



Joonis 3.3. Integreeritud mõõtmised robottahhümeetrile kinnitatud GNSS vastuvõtjaga või prismaga. Vasakul: Leica Viva GS14 GNSS Smart Antenna, kinnitatud Leica tahhümeetrile.⁹ Paremal: prisma, millele saab kinnitada GNSS antenni integreeritud mõõtmisteks.¹⁰

Esimesel juhul võimaldab RTK-GNSS mõõdistus määrata näiteks joonelis-nurgalise vastulõike lähtepunktide koordinaadid, mille robottahhümeeter kohe prisma abil sisse mõõdab. Teisel juhul määratakse RTK-GNSS meetodil robottahhümeetri enda koordinaadid. Integreeritud mõõtmine toimib hästi ka näiteks mullatööde mahtude või topo-geodeetilisel mõõdistamisel, kus robottahhümeeter lülitub kiirelt ümber RTK-GNSS mõõtmisele (nt huvipakkuva punkti ja instrumendi vahel oleva takistuse puhul).

⁹ Allikas: Falcon Geomatics LLS, falcon-geosystems.com ja GeoMax GRZ122 360°.

¹⁰ Allikas: <https://geomatics.cc/wiki/survey-prisms/geomax-zrp1-360-degree-prism> (viimati külastatud 17.05.2025).

3.2. Laserjälgimissüsteemid

Laserjälgimise (*laser tracker*) süsteemid on robotiseeritud kõrgtäpsed elektron-tahhümeetrid, mis vajavad mõõdistuseks reflektoreid (vt joonis 3.4) ja töötavad distantsjuhtimisega. Piesomootorite süsteemid võimaldavad suunata instrumenti kas käsitsi või arvuti abil, kasutades pikksilma kaamerat ja virtuaalset juhtkangi. Selliseid instrumente rakendatakse töödel, mis vajavad väga suurt täpsust, näiteks:

- lennuki-, auto-, laeva- jms ehitus;
- tööstusseadmete täppismontaaž ja -seadistamine;
- metallkonstruktsioonide tootmine ja montaaž;
- deformatsioonide uurimine.



Joonis 3.4. Leica Hexagon laserjälgimissüsteemi reflektor¹¹ (vasakul) ja reflektoriholdja (paremal).

Laserjälgimissüsteemide laiemat kasutust piirab ennekõike nende kõrge hind, mis jääb tüüpiliselt suurusjärku alates 100 000 eurost, ja teisalt ei vaja valdav osa ehitusgeodeetilisi töid ka nii suurt täpsust, mida laserjälgimissüsteemid võimaldavad. Näitena võib tuua Leica Absolute Tracker AT960 (joonis 3.5) laserjälgimissüsteemi. See instrument võimaldab täpsust (antud X-, Y- ja Z-telgede suunalise täpsusena) $\pm 15 \mu\text{m} + 6 \mu\text{m/m}$, millest suurema osa moodustab nurgamõõtmise. Kaugusmäärangu täpsus eraldi on ainult $\pm 0,5 \mu\text{m/m}$.

¹¹ Allikas: https://shop.hexagonmi.com/emea/en_GB/GBP/Catalogue/Laser-Tracker/Reflectors/c/laser-tracker-reflectors (viimati külastatud 30.05.2025).



Joonis 3.5. Laserjälgimissüsteem¹² Leica Absolute Tracker AT960.

3.3. Staatilised laserskannerid

Tänapäeval on erinevate tööde läbiviimiseks laiemat kasutust hakanud leidma staatilised laserskannerid (vt joonis 3.6), mis võimaldavad mõõdistada üksikpunktide asemel punktipilvesid. Punktipilvede eelis üksikmõõtmiste ees on see, et mõõdistaja valikutest tingitud subjektiivsed mõõdistusandmed (nt mõõdetud elektrontahhü-

¹² Allikas: <https://www.exactmetrology.com/product/leica-absolute-tracker-at960/> (viimati külastatud 30.05.2025).

meetriga) asenduvad objekti objektiivse tervikülevaatega (st punktipilvega). Staatilised laserskannerid võimaldavad elektrontahhümeetritega peaaegu võrdväärset täpsust, kuna nende tööpõhimõtte on sarnane – mõõdistused tuginevad valguskaugusmõõturile ja nurgamäärangutele. Valguskaugusmõõduri tööpõhimõtte järgi saab staatilised laserskaneerimissüsteemid jaotada kolmeks: impulss-tüüpi (*time-of-flight*), faasinihke-tüüpi (*phase-shift*) ja triangulatsioonil põhinevad laserskannerid. Neist viimased on mõeldud väikeste objektide mõõdistamiseks lühikestel mõõdistuskaugustel (üldiselt alla 5 m), mistõttu ehitusgeodeesia kontekstis ei ole neid mõtet käsitleda.



Joonis 3.6. Terrestrilise laserskaneerimise seade¹³ (faasinihke-tüüpi skanner Leica RTC360).

Impulss-tüüpi laserskannerite tööpõhimõtte seisneb laserimpulsi liikumiseks kuluva aja mõõtmises. Impulss väljub instrumendist ning peegeldub mõõdistatavalt pinnalt tagasi sensorisse, misjärel saab arvutada sensori ja mõõdistatava pinna vahemaa s :

$$s = \frac{c}{2} \cdot \Delta t, \quad (3.1)$$

kus c on valguse liikumise kiirus vaakumis ja Δt on laserimpulsi edasi-tagasi liikumiseks kuluv aeg. Siinkohal tuleb mainida, et eeltoodud valem on mõneti lihtsustatud, kuna tegelikult peaks arvestama ka välistingimustest (st atmosfäärist, sh õhu-

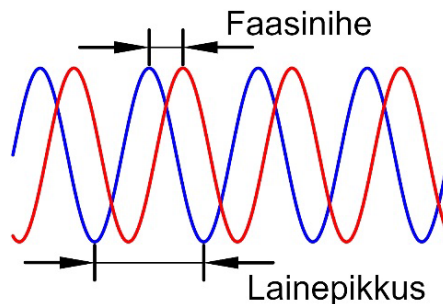
¹³ Allikas: <https://leica-geosystems.com/en-GB/products/laser-scanners/scanners/leica-rtc360> (viimati külastatud 30.05.2025).

niiskusest) tingitud mõjuga. Küll aga on selge, et impulss-tüüpi laserskannerid vajavad äärmiselt täpset ajamäärangut, kuna väiksemadki ajamäärangu vead põhjustavad suuri vigu sensori ja mõõdistatava pinna vahelises arvutatud vahemaas.

Erinevalt impulss-tüüpi laserskanneritest, on faasinihke-tüüpi laserskannerite välja saadetakse laserimpulss pidev, kusjuures impulss on moduleeritud. Mõõdistatavalt pinnalt sensorisse tagasi peegeldunud impulsil tekib esialgse referentsimpulsi suhtes teatav faasinihe (vt joonis 3.7), mis suureneb mõõdistuskauguse kasvades. Säärase faasinihke saab teisendada tagasi mõõdistuskauguseks (st vahemaaks sensori ja mõõdistatava pinna vahel):

$$s = \frac{c}{2v} \cdot \frac{\Delta\phi}{2\pi} = \frac{\lambda}{2} \cdot \frac{\Delta\phi}{2\pi}, \quad (3.2)$$

kus v on moduleerimissagedus, $\Delta\phi$ faasinihe ja λ moduleeritud lainepikkus, kusjuures moduleerimissageduse suurenedes ning lainepikkuse vähenedes suureneb täpsus. Kuivõrd impulss-tüüpi laserskannerite maksimaalne mõõdistuskaugus võib ulatuda mõne kilomeetrini (nt RIEGL VZ-6000 võimaldab mõõdistuskaugust 6 km), seab faasinihke-tüüpi instrumentide maksimaalsele mõõdistuskaugusele piirangu moduleeritud laserimpulsi lainepikkus – maksimaalne efektiivne mõõdistuskaugus on pool moduleeritud lainepikkust. Maksimaalse mõõdistuskauguse suurendamiseks kombineeritakse erinevaid moduleerimise sagedusi, kuid üldjuhul ei ületa faasinihke-tüüpi laserskannerite maksimaalne mõõdistuskaugus 300 m. Tüüpilised maksimaalsed mõõdistuskaugused võivad olla ka ainult 100–150 m.



Joonis 3.7. Moduleeritud referentsimpulsi (sinine) ja mõõdistatavalt pinnalt tagasi peegeldunud impulsi (punane) vaheline faasinihe.

Laserimpulsi pidevuse tõttu on faasinihke-tüüpi laserskannerite eeliseks suurem mõõdistuskiirus, üldiselt kuni umbes 2 miljonit punkti sekundis. Siinkohal võib mainida, et eksisteerib ka impulss-tüüpi laserskannereid, mis võimaldavad suurt mõõdistuskiirust (nt Leica ScanStation P40 võimaldab mõõdistada kuni miljon punkti

sekundis), kuid suurem mõõdistuskiirus tuleb maksimaalse mõõdistuskauguse arvelt (Leica ScanStation P40 maksimaalne mõõdistuskaugus piirdub 270 meetriga). Teisisõnu, maksimaalse mõõdistuskauguse kasvades väheneb impulss-tüüpi laserskannerite mõõdistuskiirus. Faasinihke-tüüpi laserskannerite teiseks eeliseks on parem mõõtetäpsus (*accuracy*, mis iseloomustab süstemaatiliste vigade magnituudi), eriti väikestel mõõdistuskaugustel kuni mõni meeter. Üheks põhjuseks võib siin välja tuua impulss-tüüpi laserskannerite ajamäärangu vead. Teisalt võib impulss-tüüpi laserskanneritega saavutada paremat kordustäpsust (*precision*), mis iseloomustab juhuslike vigade magnituudi ehk faasinihke-tüüpi laserskannerite mõõdistatud punktipilved võivad jääda natukene rohkem hajunuks.

Eeltoodust lähtudes tasub ehitusgeodeetilistel töödel kaaluda instrumendi valikul vastava töö iseloomu. Näiteks hooneid tuleb tihti mõõdistada võrdlemisi kitsastes siseruumides, mistõttu ei oma suur maksimaalne mõõdistuskaugus olulist rolli. Seevastu on tähtis saavutada suur mõõtetäpsus lühikestel mõõdistuskaugustel. Samuti võimaldavad faasinihke-tüüpi laserskannerid suuremat mõõdistuskiirust, mis on oluline, arvestades, et vajalikke mõõdistusseisusid võib olla rohkelt ja et ehitusel võib mõõdistustöödeks olla tagatud ainult piiratud aeg. Impulss-tüüpi laserskannereid tasub eelistada töödel, kus mõõdistada tuleb suurtel maa-aladel või kus on oluline olla mõõdistatavast objektist eemal (nt ohtlike deformatsioonide monitooring). Muid staatilise laserskaneerimise põhimõtteid käsitletakse peatükis 21.

3.4. Mobiilsed laserskannerid

Siseruumide mõõdistuse seisukohalt on staatilisele laserskaneerimisele alternatiiviks kergekaalulised mobiilsed laserskaneerimissüsteemid. Neist enim kasutatakse käsisScannerite lahendust, mis põhineb SLAM (*simultaneous localization and mapping*) meetodil (nt GeoSLAM ZEB Revo RT joonisel 3.8).

Oma põhimõttelt kombineerib SLAM meetod laserskaneerimise andmed instrumendi sees oleva inertsiaalanduri määratud trajektooriga, lisades mõõdistuse jooksul kombineeritud lahendisse iteratiivselt uut informatsiooni, täpsustades andmete ülekattuvustega pidevalt loodavat punktipilve. See tööpõhimõte on ka põhjuseks, miks säärased süsteemid sobivad hästi siseruumidesse – kitsastes oludes on võimalik saavutada mõõdistatud punktide hea omavaheline ülekattuvus. Avarates väliloludes on aga ülekattuvusi keerulisem tagada, mistõttu ei pruugi SLAM algoritmid korrektselt töötada.



Joonis 3.8. Samaaegse kohamäära ja mõõdistamise GeoSLAM ZEB Revo RT käsiskanner¹⁴ ning selle kasutamine kaevanduses.

Kuna käsiskanneritega mõõdistamine toimub ringi liikudes, võimaldab see mobiilse laserskaneerimise lahendus tunduvalt kiiremat andmekorjet kui staatiline laserskaneerimine (ajalist vahet võib hinnata vähemalt kümnekordseks). Samuti saab lihtsalt tagada punktipilve terviklikkuse instrumendi suunamisega veel mõõdistamata kohtadesse. Küll aga tuleb mõõdistuskiirus punktipilvede kvaliteedi arvelt. Üldjuhul võib hinnata, et olenevalt kasutatavast mõõdistussüsteemist jääb käsiskannerite mõõdistatud punktipilvede täpsus suurusjärku 2–5 cm (vt nt Sammartano ja Spanò, 2018; Keitaanniemi jt, 2021; Ellmann jt, 2022). See täpsus väheneb mõnevõrra avarates välioludes. Võrreldes staatilise laserskaneerimisega on käsiskannerite mõõdistatud punktipilved enamasti ka tunduvalt hajuvamad (st, et nt seina piirjooned ei ole selgelt defineeritud). Seetõttu ei pruugi need mõõdistustulemused sobida reeglina suurt täpsust nõudvate ehitusgeodeetiliste tööde jaoks. Küll aga võimaldab see lahendus kiiret ja mugavat andmekorjet väiksemat täpsust nõudvate tööde jaoks (nt hoonete inventariseerimiseks).

¹⁴ Allikas: <https://www.faro.com/en/LP/Geoslam-migration> (viimati külastatud 20.12.2024).

Mobiilseid laserskaneerimissüsteeme ja neis kasutatavaid algoritme arendatakse pidevalt edasi. Uuemad lahendused on oma andmebrošüüride järgi täpsuselt võrreldavad odavamate staatiliste laserskanneritega (nt Leica BLK360), kuid nagu mainitud, võimaldavad tunduvalt kiiremat mõõdistust. Teisalt on need ka märkimisväärselt kallimad. Üheks selliseks näiteks on seljas kantav NavVis VLX 2 (joonis 3.9), mille nominaalseks mõõtetäpsuseks lubatakse 6 mm, kusjuures Askar jt (2023) näitasid, et reaalne NavVis VLX 2 (selles uuringus katsetati esimese generatsiooni süsteemi, mille nominaalseks mõõtetäpsuseks lubati 8 mm) mõõdistatud punktipilve täpsus ühtib nominaalse mõõtetäpsusega hästi. Küll aga peab mainima, et uuring näitas ka mõningaid probleemkohti, kus mõõdistustulemuste vead ületasid süsteemselts 25 mm. Suuremad vead esinesid kohtades, kus liikumistrajektooril puudusid ristumised, mis on SLAM algoritmide hästi tuntud puudus. Lisaks olid NavVis VLX 2 tulemused võrreldes staatilise laserskaneerimise tulemustega üldistatumad (nt teravad servad olid kumerdatud). Seega näitavad katsetulemused, et uudsed mobiilsed laserskaneerimissüsteemid on võimelised saavutama võrdlemisi täpseid mõõdistustulemusi, kuid andmete usaldusväärsuselt jäävad need veel end hästi juurutanud staatilisele laserskaneerimisele tuntavalt alla.



Joonis 3.9. Seljas kantav NavVis VLX 2 mobiilne laserskaneerimissüsteem¹⁵.

¹⁵ Allikas: <https://www.navvis.com/vlx-2> (viimati külastatud 20.12.2024).

3.5. Mehitamata õhusõidukid ehk droonid

Fotogramm-meetrilise modelleerimise ja droonide tehnoloogilise arenguga on aina laiemat kasutust leidmas droonipõhine fotogramm-meetria, mis võimaldab fotode põhjal tuletada punktipilvesid. Teoreetiliste aluste range järgimine on suure modelleerimistäpsuse tagamiseks äärmiselt oluline. Tänapäeva fotogramm-meetria põhimõtteid ja droonipõhist mõõdistust käsitletakse lähemalt peatükis 22 ja siin piirduakse droonide põgusa ülevaatega. Üldjoontes võib droonid jaotada kahte gruppi: kopteri- ja lennukitüüpi droonid. Kopteritüüpi droonid (joonis 3.10) on sobilikud väikeste maa-alade ja keerukate struktuuride mõõdistamiseks. Need on suutelised vertikaalselt õhku tõusma ja maanduma, aga ka ühe koha peal hõljuma. Lisaks iseloomustab neid manööverdamisvõimekus. Küll aga on kopteritüüpi droonide oluliseks puuduseks akude lühikene kestvus (tüüpiliselt 20–30 minutit sõltuvalt tuuleoludest), mistõttu ei sobi need suurte maa-alade ja objektide mõõdistamiseks.



Joonis 3.10. DJI Phantom 4 Pro kopteritüüpi droon¹⁶.

Erinevalt kopteritüüpi droonidest on lennukitüüpi droonid (joonis 3.11, vasakul) nende suure lennukiiruse tõttu mõeldud ennekõike just mastaapsete maa-alade ja laiaulatuslike objektide mõõdistamiseks. Kuna lennukitüüpi droonide õhutakistus on väiksem, kestavad nende akud üldjuhul 2–4 korda kauem. Lennukitüüpi droonide rakendatavust piirab aga nende konstruktsioon. Esiteks vajavad need õhkutõusmiseks ja maandumiseks võrdlemisi suurt takistusteta maa-ala. Teiseks maanduvad lennukitüüpi droonid põhja peale, mistõttu on nende kaamerad ehitatud kere sisse.

¹⁶ Allikas: <https://www.dji.com/ee/support/product/phantom-4-pro> (viimati külastatud 20.12.2024).

Sel põhjusel on kaamerad suunatud reeglina nadiiri ja seda nurka muuta ei saa. Hiljem, peatükis 22 selgitatakse, et nadiiri suunatud kaamera on fotogramm-meetrilise modelleerimistäpsuse tagamise seisukohast oluline puudus. Kuna lennukitüüpi droonid maanduvad põhja peale, on paljud mudelid piiratud ka neile paigaldamisvõimalike sensorite poolest, kopteritüüpi droonidel aga sellist piirangut ei ole (piiravaks osutub mõlema droonitüübi korral kandevõime). Siinkohal võib mainida, et eksisteerivad ka lennukitüüpi droonid, mis on võimelised vertikaalselt tõusma ja maanduma – VTOL-tüüpi (*vertical take-off and landing*) droonid (joonis 3.11, paremal). Need võimaldavad natukene suuremat kasutusvabadust, kuid on ka kallimad.



Joonis 3.11. Droonid: vasakul lennukitüüpi SenseFly¹⁷ eBee Plus, paremal vertikaalstarti võimaldav VTOL-tüüpi WingtraOne GEN II droon¹⁸.

Võttes arvesse ehitusgeodeesia konteksti, tuleb üldjuhul kindlasti eelistada kopteritüüpi droonide kasutamist. Nende suureks eeliseks on manööverdamisvõimekus ja võimalus seadistada kaamera asendit. Viimane on tähtis tugeva mõõdistusgeomeetria ja seeläbi punktipilvede suure modelleerimistäpsuse tagamiseks. Üldjoontes ei tohiks oluliseks probleemiks olla ka akude kestvus, kuna 20–30 minutit on piisav aeg mõõdistustöödeks, mida ehitusgeodeesia kontekstis ette võib tulla (nt vundamendi väljakaave mahu määramiseks). Komplektis on tüüpiliselt ka enam kui üks aku. Suurte teobjektide mõõdistamisel võib kaaluda lennukitüüpi droonide kasutamist, kuna sellisel juhul võivad kopteritüüpi droonide akude kestvusest tulenevad piirangud oluliseks takistuseks osutuda.

¹⁷ Allikas: <https://ageagle.com/solutions/drones/> (viimati külastatud 20.12.2024).

¹⁸ Allikas: <https://wingtra.com/mapping-drone-wingtraone/> (viimati külastatud 20.12.2024).

Peatükk 3 kontrollküsimused

1. Milline peaks olema ehitusgeodeesias kasutatavate elektrontahhümeetrite täpsus?
2. Milles seisab servotahhümeetrite ja robottahhümeetrite erinevus?
3. Kirjelda robottahhümeetrite prismajälgimissüsteeme.
4. Millist prismat ei ole suurt täpsust nõudvatel töödel soovitatav kasutada?
5. Mille poolest erinevad impulss-tüüpi skannerid faasinihke-tüüpi skanneritest?
6. Millist tüüpi droonid on kõige sobilikumad ehitusgeodeetiliste tööde tarbeks?

II OSA:

EHITUSGEODEETILISED TÖÖD NULLTSÜKLI AJAL

4. Vertikaalplaneerimine

Üldjuhul tuleb loomulikku reljeefi kunstlikult muuta, kuna see ei paku häid võimalusi näiteks sadevee kõrvalduseks ja linnatranspordi rajamiseks. Teedele ja platsidele loikudesse kogunev vesi pritsib jalakäijaid ning jääb talvel, halvendades sõiduolusid. Muruplatsidele kogunev vesi võib põhjustada pinnase soostumist ja murukatte hävimist. Teisalt halvendavad sõiduolusid ka liialt suured kalded ja järsud kaldemuutused ning sadevesi võib suurte kallete korral põhjustada pinnase erosiooni. Hoonete vundamendi ja teekatte alla imbuv vesi vähendab nende kandevõimet ja vastupidavust. Reljeefi kunstlikku sobivamaks muutmist nimetatakse vertikaalplaneerimiseks. Selle eesmärk on suunata sademevete voolu ja juhtida need hoonetest ja rajatistest eemale, milleks kujundatakse vastavalt reljeefi ning kasutatakse näiteks kraave, kõva kattega ja äärekiviga teid ning sademevete kanalisatsiooni restkaevusid.

4.1. Vertikaalplaneerimise projekteerimise alused

Vertikaalplaneerimise aluseks on enamasti vertikaalplaneerimise joonis (näidet esitab joonis 4.1) või 3D-pinnamudel, mis üldjuhul tuginevad projekthorisontaalidele. Erinevalt looduslikest horisontaalidest, mida iseloomustab juhuslikkus, on projekthorisontaalid korrapärased murdjooned, kusjuures pinnavesi voolab projekthorisontaalidega risti suurima kalde suunas.

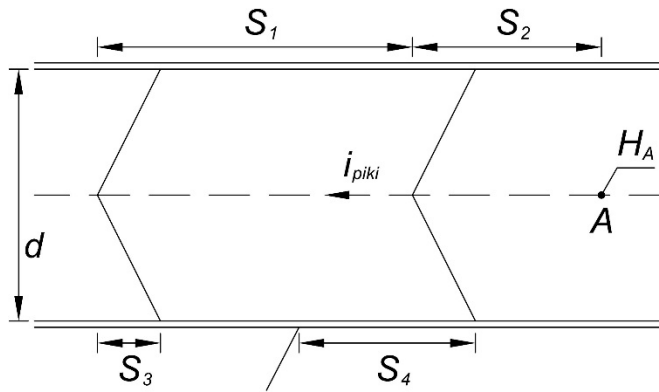
$$S_3 = \frac{S_1 \cdot h_3}{h_{pr}}, \quad (4.3)$$

kus rentsli ääre ja tee telje kõrguste vahe h_3 arvutatakse $h_3 = i_{põik} \cdot d/2$, milles $i_{põik}$ on tee põikkalle ja d on tee laius.

4. Leitakse äärekivil asuva projekthorizontaali otsa kaugus rentsli ääre projekthorizontaalist tee languse suunal:

$$S_4 = \frac{S_1 \cdot h_4}{h_{pr}}, \quad (4.4)$$

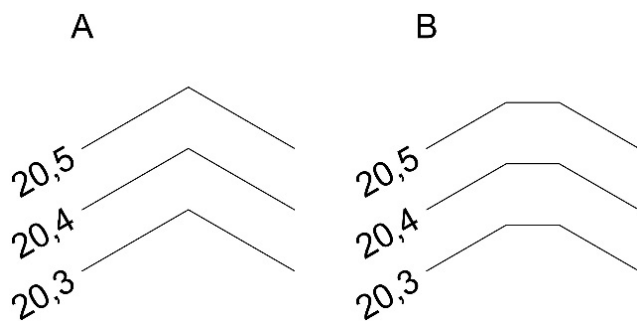
kus h_4 on äärekivi kõrgus rentsli äärest.



Joonis 4.2. Tee projekthorizontaalide moodustamine. Kasutatud sümbolite tähendused leiab eelnevast tekstist, H_A on projekteerimise lähtepunkti A etteantud kõrgus.

Kohaliku tähtsusega tänavate kalded ei ületa üldjuhul 0,004–0,040, kuid suurte kõrgusvahede korral võidakse kasutada ka kallet 0,100. Kui kalde muutus ületab kohalikel teedel 0,015 ja kiirmagistraalidel 0,005, rajatakse vertikaalkõvera. Tasase reljeefi ja sademevee kanalisatsiooni olemasolul lahendatakse tänavad horisontaalselt, kusjuures rentsli ääres moodustatakse tee nn saeprofiil. See tähendab, et tee kõrgus püsib teljel ühtlane, kuid rentsli ääres vahelduvad kõrgused teatud vahemaa tagant, jõudes aeg-ajalt peaaegu tee telje kõrguseni, rakendades minimaalset põikkallet, mida lubab äärekivi kõrgus. Seejärel vähenevad tee kõrgused minimaalse pikikaldega, kuni rentsli ja tee telje kõrgusvahe saavutab maksimaalse lubatud põikkalde. Sinna rajatakse restkaev, misjärel algab jälle rentsli tõus.

Teede kavandamise järel alustatakse kvartalisisese planeerimisega, kus on esmatähtis sademevete hoonetest eemale juhtimine. Kui soovitakse anda ühtlast maapinna kallet, mida on põhimõtteliselt lihtsam teostada, siis saab projekthorisontaalide vahelise kauguse arvutada valemiga 4.1, kuid enamasti on säärane range projekteerimine kvartalisisesel alal võrdlemisi tülikas. Kvartalisisesel vertikaalplaneerimisel lähtutakse hoonete nurkade kõrgustest ja kõrgustest tänavate äärekividel. Projekteerimisel tuleb jälgida, et vesi ei valguks kvartali kõrgemast otsast madalamas otsas asuvate hoonete juurde. Vajalikuks võib osutuda tänavatele või kvartalisisestele äärekiviga teedele suunduvate voolunõvade rajamine enne madalamal asuvaid hooneid. Vee kogumiseks võib kasutada noolekujuliste projekthorisontaalidega voolunõvasid (joonis 4.3A), kuid tüüpiliselt on paremaks lahenduseks trapetsilaadsed voolunõvad (joonis 4.3B), mis aitavad vältida uurete tekkimist. Voolunõva asemel võib veetõkkeks sobida ka hoonega paralleelne äärekiviga tee, mis juhib vee tänavale või kogub selle kanalisatsiooni restkaevudesse.



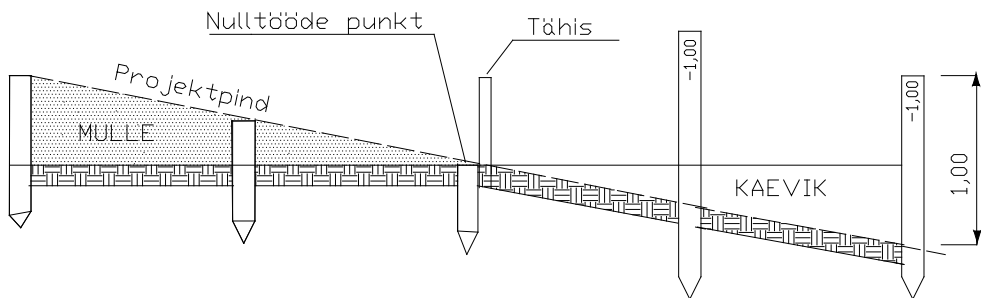
Joonis 4.3. Voolunõva noolekujulised (A) ja trapetsilaadsed projekthorisontaalid (B).

Haljasalade kalded ei tohiks olla alla 0,005, vastasel juhul vesi enam ei voola ja jääb haljasalale seisma. Kallete ülempiir ei ole reglementeeritud, kuid pikad ja järsud kalded ei ole soovitatavad. Nende asemel tuleks kasutada terrassiviisilist lahendust, kus pikad väikese kaldega alad vahelduvad lühikeste suure kaldega aladega. Mis puutub veel haljasaladesse, siis tuleb mainida, et kvartalisisene vertikaalplaneerimise joonis võib olla lahendatud lihtsustatud kujul, andes ainult kõrgused hoonete nurkades ja sissepääsude juures ning muruplatside iseloomulikes punktides. Sellisel juhul jääb detailne planeerimine töö teostaja (sh geodeedi) vastutada.

4.2. Vertikaalplaneerimise märkimistööd

Enne vertikaalplaneerimise märkimistööd tuleb välja selgitada, kas projektkõrgused on antud kasvumulla alla või peale. Üldjuhul on projektkõrgused antud kasvumulla peale (st antud on lõplikud kõrgused), mistõttu peab esmalt kindlaks tegema kasvukihi paksuse. Mineraalpinnase (täitmise ja pinnase eemaldamise) kõrgused tuleb seejärel märkida kasvukihi paksuse võrra madalamale. Sarnaselt tuleb katendiga teede ja platside korral välja selgitada, millise kihi (liiwalus, killustikalus või teekatend) väljamärkimist tahetakse. Kõrgete teetammide puhul võidakse täide teha sageli mitme kihiga. Küsimus lahendatakse analoogiliselt kasvumulla juhuga. Lisaks peab arvestama tihendamisega (nt vibrorulliga), mida katendiga teede ja platside korral kindlasti tehakse. Tihendamise puhul tuleb lisakiht märkida umbes 10% tusedam.

Varem käisid (ja vajaduse korral käivad veel tänapäevalgi) vertikaalplaneerimise märkimistööd vertikaalplaneerimise joonise alusel ja välja märgiti projekthorisontaalid või -kõrgused, mille koordinaadid saadi digitaalselt jooniselt. Tänapäeval on märkimistööde aluseks pigem 3D-pinnamudelid. Kui välja märgitakse projekthorisontaale, siis tuleb märkida ka murdjoonte pöördepunktid ja keerukamatel juhtudel projekthorisontaalide suunad. Vertikaalplaneerimise märkimise kõrguslikuks veaks lubab ISO 4463-1 ± 30 mm. Kõrguspunktide märkimine peaks üldjuhul käima elektrontahhümeetriga, kuna RTK-GNSS mõõdistus ei pruugi nõutud täpsust tagada. Kõige lihtsam on märkimistöö kindlustada vaiade abil (joonis 4.4), kuid sellega kaasneb oht, et vaiad võivad hävineda.



Joonis 4.4. Vertikaalplaneerimise märkimine vaiadega.

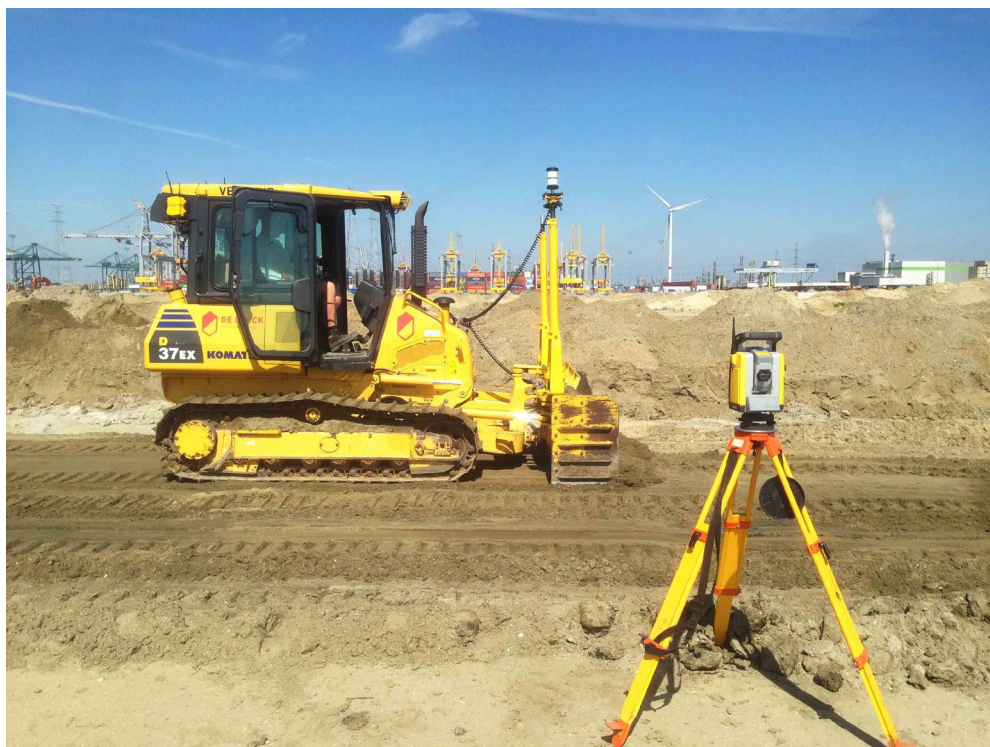
Vertikaalplaneerimise punktide plaanilisel märkimisel markervärviga võivad abiks olla ka kaugjuhitavad märkimisrobotid (joonis 4.5), millele saab paigaldada kas GNSS antenni või prisma.



Joonis 4.5. Märkimisrobot¹⁹.

Kuivõrd mõned lasernivelliirid võimaldavad peale horisontaalpindade ka kaldpindade märkimist, on ühtlaste kallete korral vertikaalplaneerimise tööde tegemiseks mugav kasutada ka lasernivelliire. Sellisel juhul tuleks ehitusgeodeedil rajada mugavasse kohta tööreep ja märkida välja projekteeritud ühtlase kaldega ala piirid. Ühtlaste kallete ja suurte pindade korral käib vertikaalplaneerimine ka ehitusmasinatega (nt buldooseri või ekskavaatoritega). Näiteks saab buldooseri hõlmale paigaldada GNSS antenni või lasernivelliiri sensori, aga tihti rakendatakse masinjuhtimises ka robottahhümeetreid (joonis 4.6), mille korral tuleb buldooseri hõlmale paigaldada prisma. Siin seisneb ehitusgeodeedi roll valdavalt pistelise kontrolli tegemises ja GNSS-seadmete kasutamisel on oluline veenduda, et ehitusmasinate valdajad kasutavad õiget geoidi mudelit. Üldjoontes ongi tendents selline, et tänapäeval kaasatakse ehitusgeodeete vertikaalplaneerimise märkimistöödesse võrdlemisi vähe ning põhilisteks tööülesanneteks on jäänud äärekivide märkimine ja vertikaalplaneerimise hilisem teostusmõõdistus, mis on sarnane topo-geodeetilise mõõdistusega.

¹⁹ Allikas: <https://www.motoringresearch.com/car-news/highways-england-robot-white-lines/> (viimati külastatud 22.05.2024).



Joonis 4.6. Buldooseri töö juhtimine robottahhümeetriga²⁰.

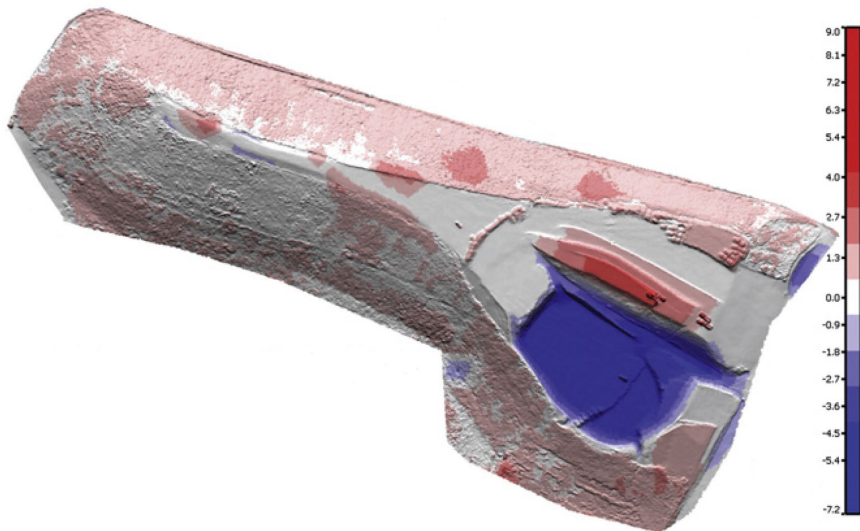
4.3. Mullatööde mahtude määramine

Mullatööde projektmahtu saab määrata olemasolevate ja projekteeritud kõrguspunktide vahede (st töökõrguste) abil. Tehtud tööde mahtude leidmine käib sarnaselt, võrreldes eelnevate ja neile järgnevate mõõdistamiste kõrguspunkte, kusjuures kummalgi mõõdistamisel peab kõrguspunktide tihedus olema ühesugune. Ainult ühe mõõdistamise suurem tihedus ei pruugi anda suuremat täpsust. Mahu arvutamiseks kasutatakse vastavat tarkvara (nt Autodesk Civil 3D), mille abil saab mõõdistatud kõrguspunktidest luua kolmnurk-pinnamudeleid, mis on järgnevate võrdluste aluseks. Üldjuhul käib mahu mõõdistamine elektrontahhümeetri või RTK-GNSS meetodil, kusjuures mahu määramise täpsus sõltub suuresti mõõdistatud punktide tihe-

²⁰ Allikas: <https://www.deblockverhuur.be/nl/machineverhuur-assortiment/bulldozers-levellers/bulldozers-machinesturingen/3d-sturing-uts-total-station-bulldozer> (viimati külastatud 22.05.2024).

dusest. Seetõttu on need meetodid subjektiivsed, kuna töö täpsuse tagamisel on määravaks teguriks konkreetse ehitusgeodeedi kogemused (st mõõdistuspunktide valik). Valitud mõõdistuspunktid ja nende tihedus annavad mõõdistatud mahu üldistuse, mis ei pruugi aga tagada mõõdistusobjekti piisavat iseloomustust. Korraliku töö tulemusena jääb elektrontahhümeetri või RTK-GNSS meetodil mahu määramise viga siiski 1% piiresse (Khomsin jt, 2019). Suhteline viga on pöördvõrdeline keskmise töökõrgusega.

Seevastu objektiivsete meetodite hulka kuuluvad näiteks laserskaneerimine ja fotogramm-meetria, kuna mõõdistustööde tulemiks on mõõdistusobjekti tervikpunktide pilv, mis võimaldab mullatöö mahu detailset analüüsi (vt näidet joonisel 4.7). Neid meetodeid tasub eriti eelistada keeruka reljeefi korral, kus elektrontahhümeetri või RTK-GNSS meetodil määratud maht võib tegelikust mahust suuresti erineda punktide ebapiisava tiheduse tõttu. Suuremahuliste tööde tarbeks tasub eelistada droonipõhist fotogramm-meetriat, kuna see võimaldab suurte alade kiiret mõõdistust ja teoreetiliste printsiipide rangel järgimisel tagab ka suure täpsuse (modelleeritud pinna paari sentimeetri suurusjärku täpsus on igati realistlik). Droonipõhist fotogramm-meetriat tasub eelistada ka juhul, kui oluline on mõõdistustööde kiirus või kui mõõdistustööd on mingil põhjusel ohtlikud. Olulisemaid droonipõhise fotogramm-meetria mõõdistustöö põhimõtteid on põhjalikult käsitletud peatükis 22.



Joonis 4.7. Droonipõhise fotogramm-meetria abil määratud projekteeritud mullatööd (st projektmodeli ja situatsiooni võrdlus; modif. Siebert ja Teizer, 2014). Punased toonid tähistavad vajalikke kaevetöid ja sinised vajalikke pinnasetäitmistöid. Skaala ühikud on meetrites.

Suurimat mahu määramise täpsust võimaldab staatiline laserskaneerimine, mis on mõõdistustäpsuselt võrreldav elektrontahhümeetriga mõõdistusega. Erinevus seisneb selles, et esimene võimaldab punktipilve ja teine üksikpunktide mõõdistust. Kogu töö kiiruses nende vahel suurt erinevust ei ole. Laserskaneerimise välitöö on kiirem, kuid andmetöötlus on seevastu aeganõudvam. Staatilise laserskaneerimise alternatiiviks võib olla ka mobiilne laserskaneerimine, mis võimaldab märksa kiiremat mõõdistust ja andmetöötlust, kuid mõõdistustäpsuselt jääb mobiilne meetod välioludes staatilisele oluliselt alla (nagu jaotises 3.4 juba arutleti). Uuemad mobiilse laserskaneerimise tehnoloogiad võivad sobida ka välioludesse, kuid see nõuab veel uurimist.

Peatükk 4 kontrollküsimused

1. Mis on vertikaalplaneerimise töökõrgus?
2. Milleks tehakse vertikaalplaneerimist?
3. Mis on „saeprofiil“?
4. Millest alustatakse vertikaalplaneerimise projekteerimist?

5. Tehnovõrkude mõõdistamine

Tehnovõrgud (nt veevarustus, kanalisatsioon ja elektrivõrk) on toimiva ühiskonna aluseks. Seetõttu on oluline nende projektikohane korrektne rajamine (nt õigete kallete tagamine isevoolsetele torustikele) ja rajatud tehnovõrkude täpne dokumenteerimine. Tähtis on ka erinevate võrkude omavaheline horisontaalne ja vertikaalne paiknemine, näiteks veetorustik peaks kanalisatsioonist kõrgemal olema. Ka gaasi ja elektri ning vee ja elektri omavaheline lähedus on ohtlik. Linnade, nende osade ja väiksemate asumite planeerimine saab toimuda ainult kasutades vastavat alusmaterjali (nt topograafilisi plaane), mille hulka kuuluvad ka tehnovõrkude andmed. Viimased saadakse kõige ökonoomsemalt ja kvaliteetsemalt ehituse käigus toimuva süstemaatilise teostusmõõdistamise abil. Peale selle, et tehnovõrkude (eriti maa-aluste) andmeid vajatakse kavandamisel, on need tähtsad ka tehnovõrkude endi eksploateerimisel (nt rikete ja avariikohtade tuvastamisel ja likvideerimisel). Tehnovõrkude rajamisega seotud ehituslikud nõudeid ja asjaolud on koondatud magistri-töösse (Jerjomina 2024), huvitatud asjaosaline saab sellega tutvuda TalTechi Digikogus. Järgnevalt on esmalt antud põgus ülevaade erinevatest tehnovõrkudest, millega ehitusgeodeedil kokku puutuda tuleb.

5.1. Tehnovõrkude liigitus

5.1.1. Veevarustus

Tähtsuse järgi saab veevõrgud jaotada nelja gruppi:

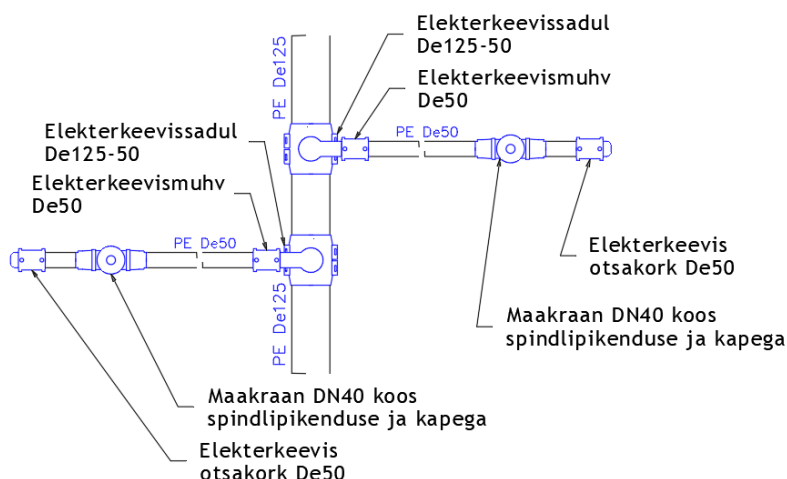
- 1) peaveejuhtmed;
- 2) magistraaltorustikud;
- 3) harujuhtmed;
- 4) hoonesisendid.

Ülesande järgi jaotuvad veevõrgud omakorda:

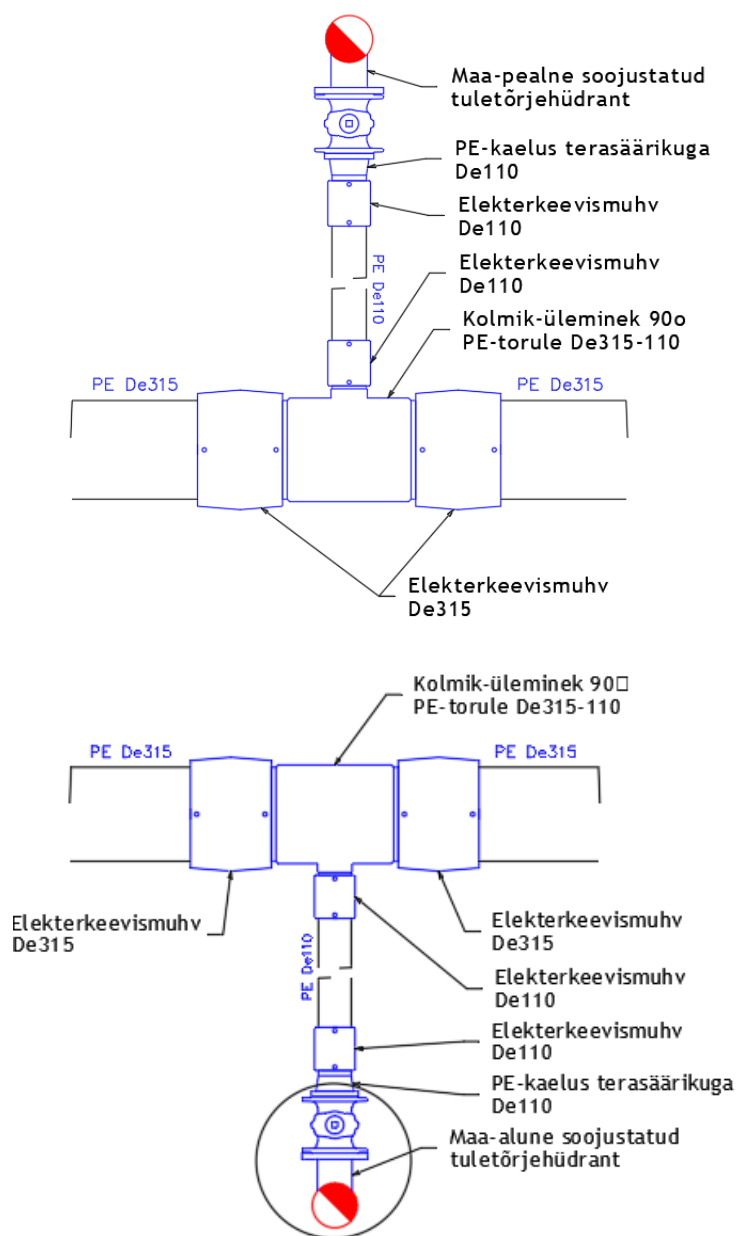
- joogivee torustikeks;
- tuletõrjevee torustikeks;
- tehnoloogilise vee torustikeks.

Neist viimased kaks võivad olla ühised. Asulates ja elamurajoonides on sageli ühised ka joogi- ja tuletõrjevee torustikud. Veevarustuse torustikud rajatakse tänapäeval enamasti plastist, aga olulisemad magistraaltorustikud võivad olla ka metallist (terasest või malmist). Kuna veetorustik on enamasti survetorustik, siis liigestamata maastikul järgib see harilikult pinnareljeefi, kus toru põhi tuleks paigutada vähemalt 0,5 m allapoole külmumispiiri.

Üldjuhul asetsevad veevarustuse kaevud torustiku sõlmpunktides, profiili põhilistes murdepunktides ja ehitiste sisendites. Torustiku käänupunktid on enamasti kaevuta. Veevarustuse torustiku osaliseks või täielikuks sulgemiseks võivad kaevud olla varustatud siibri, pöördklapi või ventiiliga. Veevõrgu kõrgeimates punktides võivad kaevudes asuda vantuusi (gaaside automaatseks väljajuhtimiseks) või ventiiliga õhueraldid torustikku kogunenud õhu välja laskmiseks, vt jooniseid 5.1–5.3.

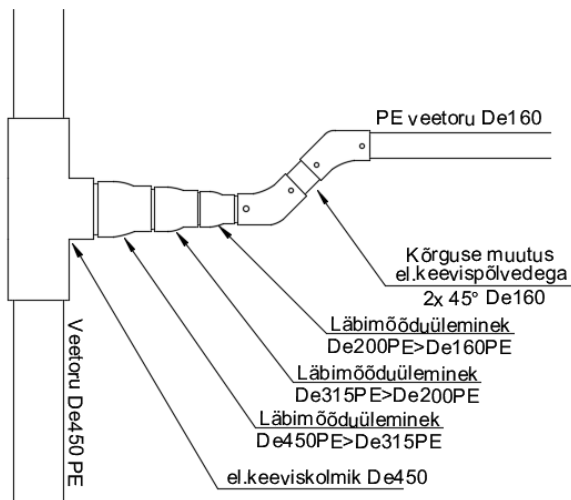


Joonis 5.1. Tüüpiline veetorustiku sõlm koos sulgeseadmetega haruliinidel. Allikas: Inseneribüroo REIB OÜ (Urmas Laht).



Joonis 5.2. Veetorustiku sõlm hüdrandiga, maapealne ja maa-alune. Allikas: Inseneribüroo REIB OÜ (Urmas Laht).

V1-75

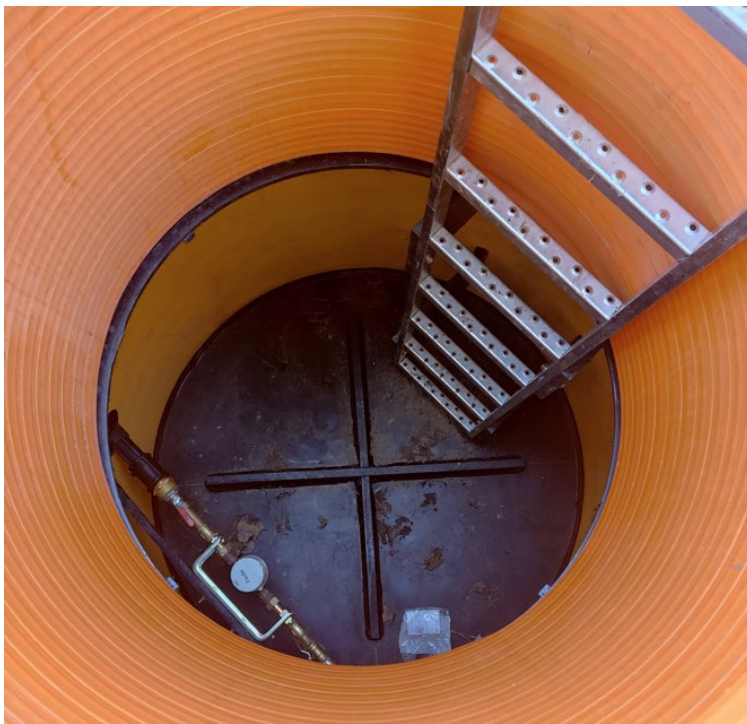


Joonis 5.3. Veetorustiku hargmik läbimõõdu, kõrguse ja sihi muutusega (pealtvaade). Allikas: Lastekodu tn VK-torustike projekt. REIB OÜ jooniste kogu.

Kaevud tuletõrjehüdrantidega asuvad magistraalvõrkudel enamasti hoovide sissepääsude juures mitte harvemini kui iga 400 m järel, kusjuures maapealse juurdepääsuga hüdrandid asuvad väljaspool teepiirkonda, vt joonis 5.4. Kaevudesse võivad olla paigaldatud ka veemõõtjad, joonis 5.5.



Joonis 5.4. Veetorustiku sulgeseade kaevus (peatorustik mattunud) ja maapealne hüdrant. Allikas: Inseneribüroo REIB OÜ fotokogu.



Joonis 5.5. Veetorustiku kaev veemõõtjaga. Allikas: Inseneribüroo REIB OÜ fotokogu.

Kuna mõõdistustel võib kokku puutuda ka vanade tehnovõrkudega, siis asjahuviline leiab veevõrgu nõukogudeaegsed tüüpskeemid Kala (2008) õpikust.

5.1.2. Drenaaž

Drenaaži põhiülesanne on pinnasevee taseme alandamine. Vajaduse korral rajatakse ehitise ümber kohalik iseoolne ringdrenaaž, kus ehitise nurkades võivad olla vaatekaevud. Drenaaži võib vaja olla ka näiteks kaugküttevõrkude (soojuskadude vältimiseks) ja trammiteede alade drenimiseks. Sellistel juhtudel kasutatakse iseoolset pikidrenaaži. Drenaaživeed juhitakse harilikult sademevete kanalisatsiooni kollektorisse; eramajade korral aga hoonest eemale maapinda, vt jooniseid 5.6–5.9.



Joonis 5.6. Vundamendi drenaaz, kaitstud geotekstiiliga.²¹



Joonis 5.7. Nõukogudeaegne drenaazisüsteem, selle kaev, vesise ümbruse järgi otsustades on torustik ilmselgelt ummistunud.²²

²¹ Allikas: <https://venso.ee/narva-seb-2011/4-5/> (viimati külastatud 19.05.2025).

²² Allikas: <https://pollumeheteataja.ee/uudis/2017/10/17/maaparandussusteem-kui-pollust-saab-tiik/> (viimati külastatud 19.05.2025).



Joonis 5.8. Drenaažikaev hoone lähedal. Allikas: Inseneribüroo REIB OÜ.



Joonis 5.9. Drenaažikaev, kus sisenev toru on märksa kõrgemal läbivast. Allikas: Inseneribüroo REIB OÜ fotokogu.

Tänapäevased drenaažitorustikud on üldjuhul plastist (vt Joonis 5.10), vanemad torustikud võivad olla keraamilised. Drenaažitorustiku vähim kalle võib olla 0,002.



Joonis 5.10. Drenaažitoru 128/113 50 m / rull polüpropuleenfiltriga.²³

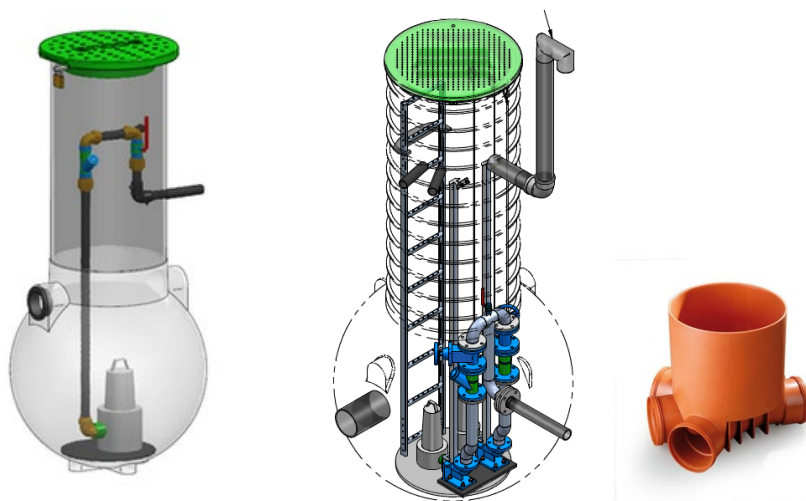
5.1.3. Kanalisatsioon

Kanalisatsioon koosneb maa-aluste torude ja kanalite võrgust, mis võtab heitveed vastu ning juhib neid, ja puhastusseadmetest, kuhu heitveed juhitakse. Kanalisatsioonisüsteemi tüüpilised komponendid on

- hooneväljundid;
- õue-, tänava- ja linnaosa kanalisatsioonivõrgud;
- vaatluskaevud;
- kollektorid.

Kanalisatsioonivõrgus kasutatakse enamasti isevoolseid torustikke, survetorustike kasutus on pigem erandlik. Survetorustike korral kuuluvad kanalisatsioonivõrgu koosseisu ka pumbajaamad, vt joonis 5.11.

²³ Allikas: <https://www.feb.ee/et/drenaažitoru-128-113-50-m-rull-pp-filtriga-sinine-pipe-life> (viimati külastatud 17.05.2025).



Joonis 5.11. Maa-aluse kanalisatsioonipumpla aksonomeetria, keskmisel joonisel üles eemalduv toru on ventilatsioon. Allikas: Inseneribüroo REIB OÜ (Andrus Arming). Paremal: tüüpiline PVC-materjalist isevoolse kanalisatsioonikaevu hargmikipõhi (Allikas: FEB koduleht).

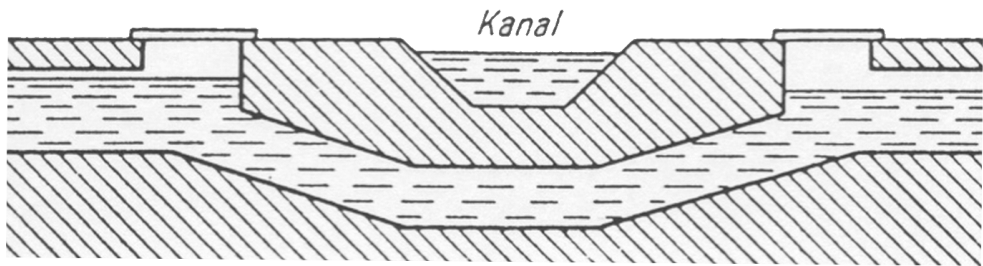
Ülesande järgi jaotuvad kanalisatsioonivõrgud:

- reovete kanalisatsioon;
- sademete kanalisatsioon (siia võib juhtida ka drenaažitorustikud);
- tööstuslik kanalisatsioon.

Tööstuslikku kanalisatsiooni saab omakorda jaotada olenevalt heitvete agressiivsusest ja iseloomust (nt happesus/leelisus, viskoossus, kontsentreeritus). Tinglikult puhtad tööstusveed juhitakse tihti ka sademete kanalisatsiooni. Kanalisatsioonivõrgud võivad olla ühisvoolsed (st kõik heitveed on ühes torustikus) ja lahkvoolsed.

Kanalisatsioonitorustikud on tänapäeval enamasti plastist. Vanemad torustikud võivad olla raudbetoonist, asbotsemendist, malmist, aga ka keraamilised. Kanalisatsiooni kollektorid on üldjuhul raudbetoonist. Terastorusid kasutatakse survekanalisatsiooni korral ning teede, kanalite ja jõgedega ristumistel (n-ö düüker, kus vesi voolab surve all; vt joonis 5.12). Kanalisatsioonitorustiku rajamissügavus peab vältima selle külumise, kuid torustiku sügavused ei ületa tavaliselt 8 meetrit; erandiks võivad olla tunnelkollektorid. Kanalisatsioonitoru minimaalne kalle sõltub toru läbimõõdust. Näiteks toru läbimõõdude 50–300 mm korral peab minimaalne kalle olema vastavalt 0,020 kuni 0,003 (st mida peenem on kanalisatsioonitoru, seda suurem peab olema selle kalle). Tüüpilisemad kanalisatsioonitorude läbimõõdud jäävad vahemikku 200 mm (minimaalne kalle 0,007; sademete kanalisatsiooni

korral soovituslikult 0,050) kuni 2000 mm (minimaalne kalle 0,0005; sademevete kanalisatsiooni korral soovituslikult 0,005).



Joonis 5.12. Kanali alt läbi minev düüker (Naan, 1968).

Kanalisatsioonitorustike vaatekaevud (vt jooniseid 5.13–5.14) asuvad

- torustike ühenduskohtades;
- torustiku suuna, kalde või läbimõõdu muutuskohtades;
- sirgetel lõikudel:
 - kuni 150 mm läbimõõduga toru korral umbes iga 35 m järel;
 - 200–600 mm läbimõõduga toru korral umbes iga 50–75 m järel;
 - 700–1400 mm läbimõõduga toru korral umbes iga 100–150 m järel;
 - üle 1400 mm läbimõõduga toru korral umbes iga 200–300 m järel.



Joonis 5.13. Plastist reoveekanalisatsiooni kaev. Sisenev toru on märksa kõrgemal läbivast. Allikas: Inseneribüroo REIB OÜ fotokogu.



Joonis 5.14. Sademeveekanaliseerimise kaev. Allikas: Inseneribüroo REIB OÜ fotokogu.

Survekanaliseerimise vaatekaevud asuvad üldjuhul iga 300–500 m järel. Sademevete kanaliseerimise korral on samuti vaatekaevusid harvalt, kuid see-eest asuvad restkaevud enamasti iga 40–100 m kaugusel üksteisest. Restkaevusid paigaldatakse üldjuhul tänavarentslisse ja teistesse madalamatesse kohtadesse, kuna sademevete kanaliseerimise peamine eesmärk on vee tänavatelt ja platsidelt kokku kogumine.

5.1.4. Kaugküte ja kaugjahutus

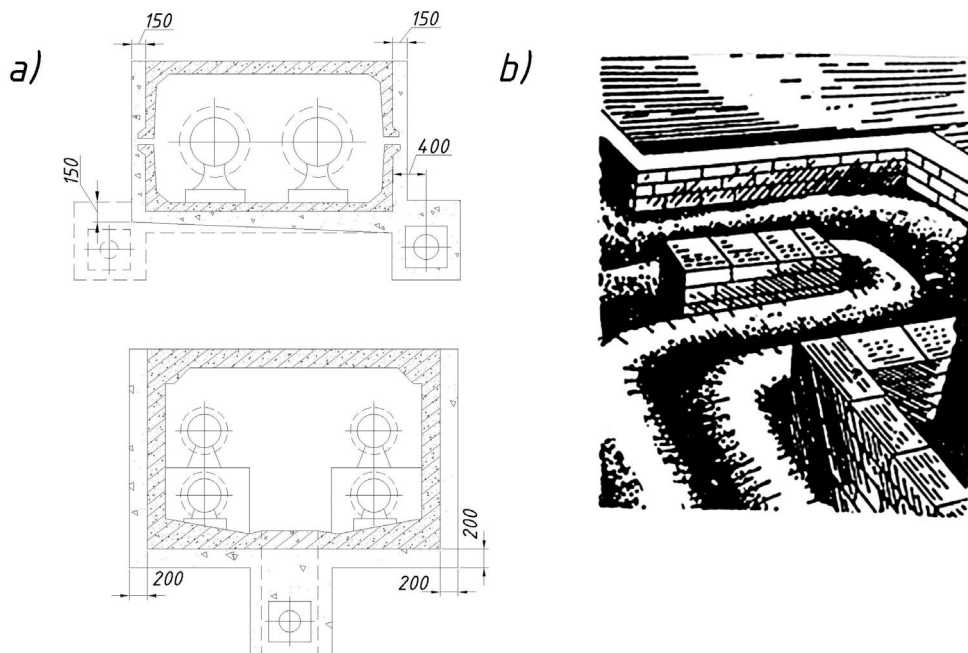
Kaugküte on ette nähtud kuuma vee või auru transportimiseks soojuselektrijaamast või katlamajast näiteks eluhoonetesse ja tööstusettevõtetesse. Kaugküte moodustub kahest paralleelkorust, mis tagab tsirkulatsiooni ehk kütva aine (enamasti vee) transpordi tarbijani ja jahtunud aine transpordi tagasi kütteseadmeni. Energia-kaotuse vähendamiseks kaugküte korustikud isoleeritakse. Kaugküte korustikud jaotuvad:

- magistraalküte korustiku torude läbimõõduga 400–1200 mm, mis kulgevad soojusallikast kuni elurajooni või mõne teise suurtarbijani;
- jaotusküte korustiku torude läbimõõduga 100–300 mm, mis kulgevad magistraalküte korustikust väiketarbijate gruppideni (nt elurajooni piirkond);
- majatühendused torude läbimõõduga 50–200 mm, mis kulgevad jaotusküte korustikust väiketarbijateni (nt elamu).

Tänapäeval on hakatud rajama ka kaugjahutuse korustikke, kusjuures olenevalt kasutatavast tehnoloogiast ja kütte/jahutuse elemendist võivad need olla ühildatud küttekorustikega.

Kaugküttevõrkude paigutus võib olla järgmine:

- maapealsed torustikud, mis võivad olla rajatud madalatele tugelede (täisehitusele mittekuuluvale territooriumil), kõrgetele tugelede (nt ristumisel raud- või autoteega) või estakaadidele;
- kanaliseerimata maa-alused torustikud;
- kanaliseeritud maa-alused torustikud, mis jaotuvad mitteläbitavateks ja poolläbitavateks kanaliteks (vt joonis 5.15a) ning läbitavateks kanaliteks ehk tunneliteks. Üldjuhul rajatakse kanalid raudbetoonist või laotakse ehitusplokkidest. Tunnelitesse paigutatakse sageli ka muid torustikke ja kaableid.



Joonis 5.15. Nõukogudeaegse kaugküttevõrgu mitteläbitavate ja poolläbitavate kanalite lõiked ja drenaaž (a) ning U-kompensaator (b; modif. M. Paumverk; allikas Jaanisoo, 1971).

Kaugküttetorustikud on survetorustikud, mis valmistatakse üldjuhul terasest, kusjuures torusid ümbritseb hülsis olev soojustisolatsioon. Kaugküttevõrgu torude paigutamine kaitsekanalisse (ka „künasse“) ning paralleelsete drenaažitorustike rajamine oli tingitud vajadusest hoida torustik kuivas ja kaitstud keskkonnas, kuna torustike soojustisolatsioon ei olnud hermeetiline ning oleks niiskes või märjas keskkonnas kohe kahjustunud.

Maa-aluste torustike sügavus on üldjuhul 0,5–1,5 m (kanali katteplaadi peale) või 0,7 m (kanaliseerimata torude hülsi pealispinnani). Kaevud (kanaliseerimata

torudel) või kanalite kambri rajati varem mitte harvemini kui iga 200 m järel. Taolisi kambreid on käigus ka tänapäeval, vt joonised 5.16–5.17.



Joonis 5.16. Nõukogudeaegse kaugküttetorustiku kambri sisu. Kambri põhjas on vesi. Allikas: Inseneribüroo REIB OÜ fotokogu.



Joonis 5.17. Tänapäevane kaugküttetorustiku kaev. Näha on ainult sulgeseadmed koos õhueraldajatega. Allikas: Inseneribüroo REIB OÜ fotokogu.

Kambrid asuvad trassi murde- ja käänupunktides ning neil on kaks kuni neli luuki. Tänapäeval rajatakse kaugküttevõrk enamasti hermeetiliselt eelisoleeritud paralleeltorudena. Kaevusid ja kambreid rajatakse harva, kuid rohkem on levinud maakraaniga (spindlipikendusega) sulgeseadmed. Torud keevitatakse otstest kokku kohapeal. Kaugküttevõrgu renoveerimisel vanad torud asendatakse, olemasolevad raudbetoonist kanalid eemaldatakse kas osaliselt või täielikult ja täidetakse pinnasega, vt joonis 5.18. Temperatuurimuutustest tingitud torustiku pikkuse muutusi kompenseerivad kompensaaatorid (nt U-kompensaaator, tänapäeval ka lõõtskompensaaator).



Joonis 5.18. Kaugküttestorustiku renoveerimine. Vanasse „künasse“ on paigaldatud uued torud, küna lagi on eemaldatud ja kogu kaevis täidetakse pinnasega. Allikas: SW Energia koduleht.

5.1.5. Gaas

Gaasitorustikuga seotud tööd on ühed vastutusrikkamad, kuna gaasitorustiku avariiga võib kaasneda plahvatusoht. Gaasitorustik koosneb magistraaltorustikust ja jaotustorustikest. Magistraaltorustik rajatakse gaasijaotusjaamast ja gaasimahutite jaamadest gaasireguleerimispunktideni ning jaotustorustike eesmärk on ühendada gaasireguleerimispunktid kohalike gaasireguleerimisseadmete ja hoonetega. Olenevalt gaasisurvest baarides (1 baar on ligikaudu 750 mmHg ehk 0,987 atm) jaotatakse gaasivõrgud 2002. aastal vastu võetud küttegaasi ohutuse seaduse järgi nelja kategooriasse:

- A-kategooria survega kuni 0,1 baari (kaasa arvatud);
- B-kategooria survega üle 0,1 baari kuni 5 baari (kaasa arvatud);
- C-kategooria survega üle 5 baari kuni 16 baari (kaasa arvatud);
- D-kategooria survega üle 16 baari.

Kuivatamata gaasile mõeldud torustik järgib enamasti maastiku reljeefi rajamissügavusega umbes 1,5 m, kusjuures vähim lubatud kalle on 0,020. Viimane on oluline torustikku koguneva kondensaadi kättesaamiseks. Kuivatatud gaasi torustik paigutatakse umbes 1 m sügavusele, kalded ei ole reglementeeritud. Tööstusettevõtetes paigaldatakse gaasitorustikud üldjuhul estakaadidele. Reeglina valmistatakse gaasitorud plastist ja paigutatakse terasest kaitsehülssidesse. Hülssidesse paigutatakse ka maapinnale kapete alla väljuvad kontrollitorud, mis on vajalikud gaasilekete tuvastamiseks. Peale kontrollitorude võivad kapete all olla

- kondensaadikogujad, mis paigutatakse torustiku madalamatesse kohtadesse allapoole pinnase külmumissügavust kondenseerunud niiskuse kogumiseks ja eraldamiseks;
- elektrikontaktid torustike korrosiooni tekitavate uitvoolude olemasolu kontrolliks;
- hüdrolukud gaasitorustiku sulgemiseks;
- temperatuurimuutustest tingitud torustiku pikkuse muutusi kompenseerivad kompensatorid (nt lõõtskompensator).

Endisaegsete gaasisõlmede tüüpskeemid leiab Kala (2008) õpikust, näide gaasitorustiku kaevust on toodud joonisel 5.19.

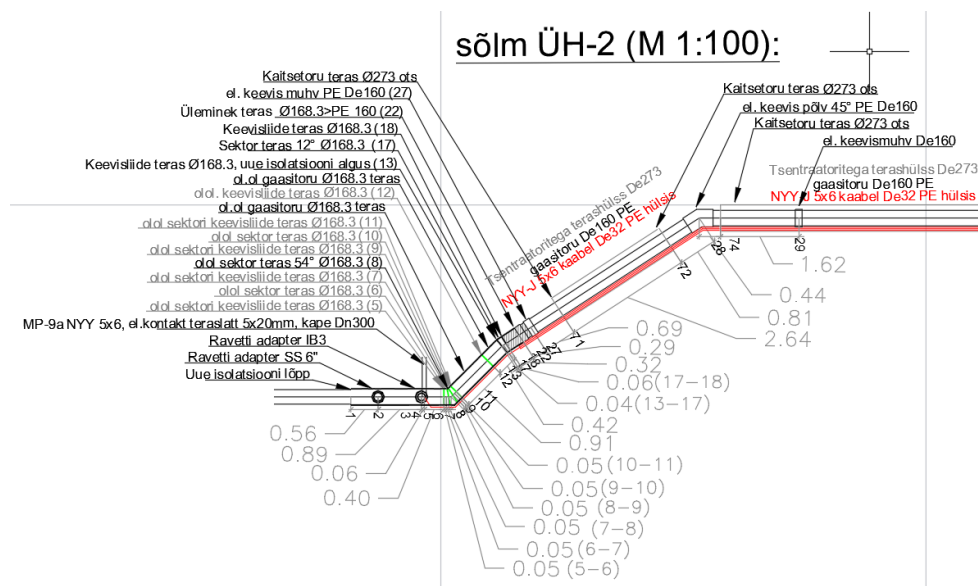


Joonis 5.19. Nõukogude ajast pärit gaasitorustiku kaev sulgeseadmega (siibriga). Allikas: Inseneribüroo REIB OÜ fotokogu.

Gaasitorustike tänapäevased sõlmed ja nende jooniste näited on toodud joonistel 5.20–5.22.

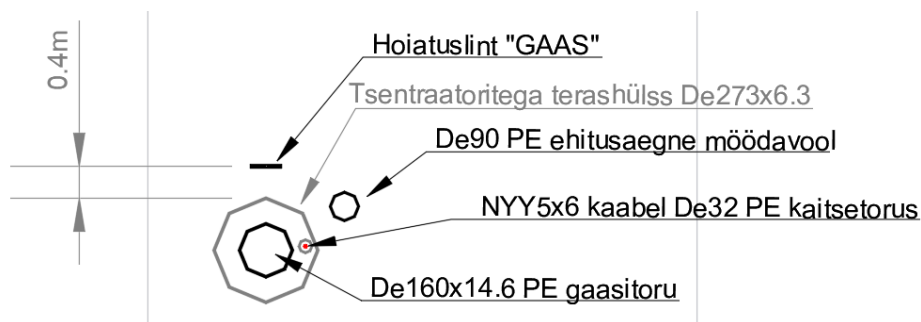


Joonis 5.20. Gaasitorustiku ühenduskoht.²⁴



Joonis 5.21. Näide gaasitorustiku sõlme joonisest tänapäevase teostusjoonise detailsuses. Allikas: Inseneribüroo REIB OÜ (Sander Päeren).

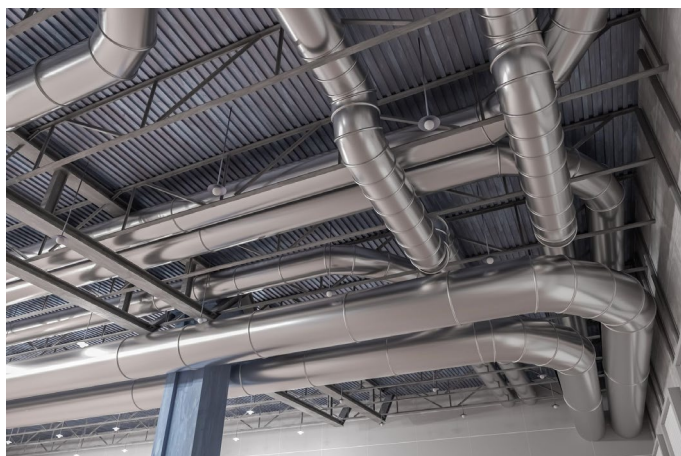
²⁴ Allikas: <https://biogas-service-vbs.de/rohrleitungsbau> (viimati külastatud 19.05.2025).



Joonis 5.22. Näide gaasitorude ja lisaseadmete asetusest kaeviku ristlõikes. Allikas: Inse-
neribüroo REIB OÜ (Sander Pären).

5.1.6. Eritorustikud

Eritorustike hulka kuuluvad näiteks suruõhu-, kütuse-, happe-, leelise- ja ventilat-
sioonitorustikud, mis võivad olla nii maa-alused kui ka -pealsed ning nii hooneväli-
sed kui ka -sisesed. Eritorustike puhul kasutatakse enamasti terastorusid, kuid ole-
nevalt otstarbest ei ole välistatud ka muust materjalist (nt alumiinium ja plast) torude
kasutamine. Kaevude arv on üldjuhul piiratud ja nende sügavus ei ületa enamasti 1,5
meetrit. Tüüpiline torude läbimõõt jääb 32–200 mm vahemikku, kuid kasutatakse ka
suuremat läbimõõtu torusid, ventilatsioonitorude läbimõõt võib ulatuda kuni 1500 mm.
Valdav osa eritorustikke paiknevad tööstusettevõtete ja kütuseladude territooriumi-
tel. Üldjoontes tuleb tõdeda, et eritorustikud võivad olenevalt kasutuseemärgist olla
väga eriilmelised, vt joonis 5.23.



Joonis 5.23. Keerulise konfiguratsiooniga ventilatsioonitorustik.²⁵

²⁵ Allikas: <https://www.ventilatsiooniparnus.ee/kontakt> (viimati külastatud 17.05.2025)

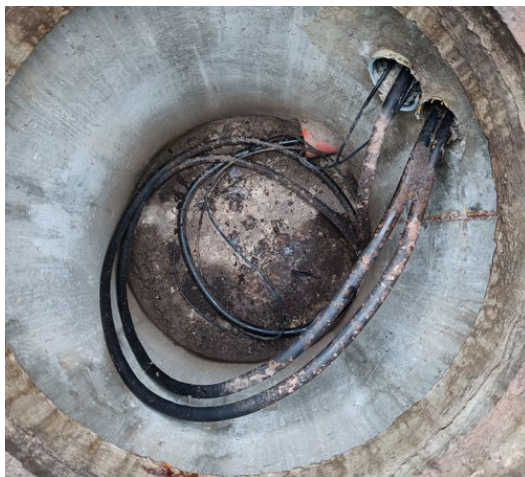
5.1.7. Kaabelliinid

Kaabelliinid jaotuvad ülesande järgi elektri- ja sidekaabliteks. Elektrikaablid jaotuvad omakorda madalpinge (kuni 1 kV), keskpinge (1–35 kV), kõrgepinge (110 kV) ning ülikõrgepinge (220 kV ja enam) kaabliteks. Sidekaablid saab otstarbe järgi jaotada näiteks telefoni-, televisiooni-, interneti- ja juhtimiskaabliteks. Joonistel eristatakse enamasti sidekanalisatsiooni ning sidekaableid (vask) ja fiiberoptilisi (st valguskaabel) kaableid.

Paigaldamistingimuste järgi on allmaakaablite jaotus järgmine.

- Kanaliseeritud (soomustamata) kaablid paigaldamissügavusega üldjuhul 0,4–1,0 m. Sellised kaablid võivad asuda keraamilistes, asbotsement- või plasttorudes, aga ka kaablikaitsekõrvides. Teega ristumisel võidakse kasutada terastorust kaitsehülssi. Alternatiivina võib kaableid paigaldada ka mitmeavalistesse keraamilistesse või betoonplokkidesse.
- Kaablid kollektorites või tunnelites.
- Soomustatud kaablid (nt on kaablite ümber mähitud teraslint või ümbritseb kaableid traadist soomus) pinnases paigaldamissügavusega üldjuhul 0,8–1,0 m. Sellised kaablid võivad olla kaetud näiteks ühe rea telliste ja/või märkelindiga, et vältida kaablite kahjustusi kaevetööde käigus. Teega ristumisel võidakse kasutada terastorust kaitsehülssi.

Kuni 10 kV pingega elektrikaablid paigutatakse enamasti tranšeedesse 0,7–0,8 m sügavusele; kõrgema pingega kaablid aga 1,0–1,5 m sügavusele. Igal juhul tuleks maa-alused elektrikaablid katta rea telliste ja/või märkelindiga. Tööstusettevõtete territooriumitel praktiseeritakse tihti kaabelliinide rajamist kanalitesse, tunnelitesse, aga ka estakaadidele ja hooneseintele. Joonisel 5.24 on elektrikanalisatsiooni kaev.

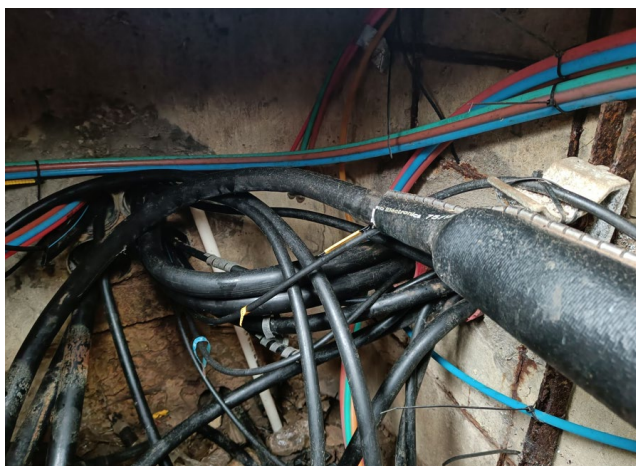


Joonis 5.24. Elektrikanalisatsiooni kaev. Allikas: Inseneribüroo REIB OÜ fotokogu.

Sidekanalisatsiooni kaevud (joonised 5.25–5.26) rajatakse sirgetel trassilõikudel enamasti 60–100 m vahemaaga, kuid mitte rohkem kui 150 m. Peale selle rajatakse sidekanalisatsiooni kaevud trasside hargnemiskohtadesse ja käänupunktidesse. Kaablilõigud ühendatakse omavahel muhvidega, vt joonis 5.27.



Joonis 5.25. Tüüpilise pikliku konfiguratsiooniga sidekaev sidekanalisatsiooni kahe toruga paketist koosneval torustikul. Torude paketid võivad olla kuni 20 toruga ja sisendeid võib kaevus olla mistahes nurga alt. Allikas: Inseneribüroo REIB OÜ fotokogu.



Joonis 5.26. Sidekanalisatsiooni kaevu sageli esinev sisu. Allikas: Inseneribüroo REIB OÜ fotokogu.



Joonis 5.27. Kaabli jätkumuhv, geeltäidisega.²⁶

5.1.8. Kollektorid ja tunnelid

Kollektorid on üldjuhul isevoolsed torustikud läbimõõduga üle 1000 mm, mis koguvad ühe või mitme objekti дренаaži- ja/või heitveed kokku ning juhivad need pumpabajaamadesse, puhastusseadmetesse või veekogudesse. Tunnelitüüpi kollektoritesse võidakse lisaks paigutada eri liiki torustikke ja kaableid, aga ka voolusänge. Tunnelitüüpi kollektoris võib olla:

- veetorustiku hargnemine;
- isevoolse kanalisatsiooni torustik läbimõõduga kuni 300 mm;
- survekanalisatsiooni torustik läbimõõduga kuni 500 mm;
- kaugküttetorustik;
- madal- ja kesksurve gaasitorustik;
- igat liiki sidekaablid;
- madalama keskpinge elektrikaablid.

Tunnelitesse, kuhu paigaldatakse mitu erinevat tehnovõrku, ei tohi paigaldada elektrikaableid koos gaasitorustikega. Tunnelis, kuhu on paigaldatud gaasitorustik, peab olema ventilatsioon. Spetsiaaltunnelid on ühetüübiliste tehnovõrkude või ühe voolusängi tarbeks, kusjuures kambrid asuvad peamiselt võrkude ühinemiskohtades.

²⁶ Allikas: <https://www.tme.eu/ee/news/product-of-the-week/page/16708/uhendusega-geeltäidisega-kaablimuhv-reliseal/> (viimati külastatud 19.05.2025).

5.2. Maa-aluste tehnovõrkude märkimistööd

Olenevalt tehnovõrgu liigist võib eristada kahte tüüpi tehnovõrkude rajamist:

- 1) kabelliinide ja survetorustike rajamine, kus esmatähtis on plaanilise asendi täpsuse tagamine ning kõrguslik täpsus on vähemoluline (kuid siiski oluline);
- 2) isevoolsete torustike rajamine, kus ühtviisi tähtsad on nii plaaniline kui ka kõrguslik täpsus.

Lähtudes MTM määrusest nr 34 ja peatükk 1 arutelust (ГОСТ Р 58941-2020), tuleb maa-aluste tehnovõrkude märkimistöödele (ja hilisemale teostusmöödistamisele) tagada 8 cm plaaniline täpsus ehitusplatsi märkimisaluse punktide suhtes. Siinkohal on veel oluline, et tiheasustusega alal (teostusmöödistamise mõõtkavad 1 : 500 ja 1 : 1000) on märkimisaluse punktide lubatud viga lähtepunktide suhtes 5 cm. Need nõuded on kenasti tagatavad möödistusel elektrontahhümeetriga, kus märkimistöödel võib instrumenti tsentreerida, kasutades ehitusplatsi märkimisaluse maapinnapunkte või orienteerides instrumenti joonelis-nurgalise vastulõikega. Üldjuhul tagab 8 cm täpsuse riikliku geodeetilise võrgu suhtes ka RTK-GNSS meetod, eeldades horisondi piisavat avatust. Miinimumtingimused, mis peavad olema täidetud, on vähemalt viie satelliidi nähtavus ja $PDOP \leq 4$, soovitatavalt on algtundmatute lahendamiseks vajalik aga vähemalt kaheksa satelliidi nähtavus (van Sickel, 2015). Kindluse mõttes tasub siiski kasutada märkimistöödeks elektrontahhümeetrit. Kui tehnovõrkude märkimisaluse lähtepunktid on määratud RTK-GNSS meetodil, tuleks seda teha vähemalt kahekordse initsialiseerimisega, mõõtes iga kord 60 epohhi. Kui ehitusplatsi välise tehnovõrgu märkimisel on horisont suletud, tuleb möödistustöö käik rajada elektrontahhümeetri abil, lähtudes ehitusplatsi märkimisaluse punktidest.

Tehnovõrkude märkimisel tuleb ära näidata kõikide kaevude, kambrite, käänupunktide ja muude elementide plaanilised asukohad. Väheste kaevudega ja sirgete trasside korral peaks lisapiketid märkima vähemalt iga 100 m järel. Sademevee kanalisatsiooni restkaevude märkimine peab olema hästi kooskõlastatud äärekivide märkimisega. Märkimistööde kindlustamiseks võib kõval pinnal (nt teekattel) kasutada asfaldinaelu ja/või markervärve (asfaldinaelte kasutamisel tuleb need värviga tähistada), pehme pinnase korral aga puitvau (nt ristlõikega 3×3 cm) või terasvardaid (nt ehitusplatsidel leiduvaid armatuurterase juppe). Meeles tuleb pidada, et kindlustamisel tehtud viga kuulub märkimisvigade hulka. Välja märgitud punkti juurde (või nt vaia peale) tuleb teha ehitusprojektist saadud vastava elemendi tähistus, et ehitajale oleks selge, mida konkreetne punkt tähistab (eriti oluline juhul, kui märgitud punkte on tihedalt). Kuna kaevetööde käigus hävivad kõik märged, tuleb märkimistööd kindlustada omakorda lisapunktidega, et ehitustööde ajal oleks võima-

lik taastada märgitud elementide asukohad. Tüüpiliselt tasub lisapunktid panna kummalegi poole trassi umbes 5 m kaugusele kas ristsuunas pikitrassi korral või nurga-poolitaja suunal käänupunktides. Praktikas kindlustab väljamärgimise endale sobi-valt üldjuhul ehitaja enne kaevetööde algust.

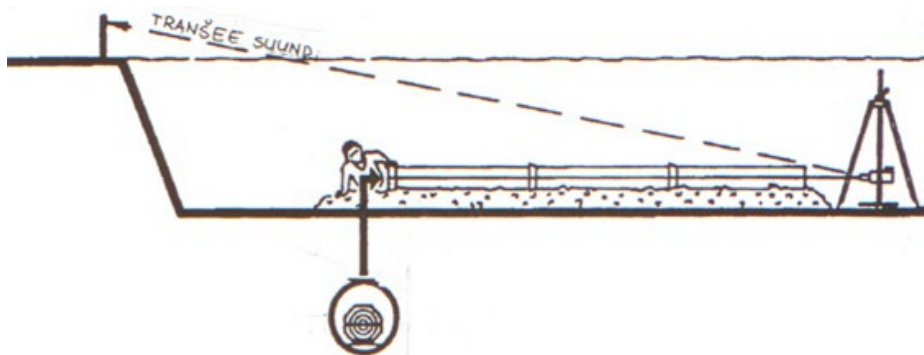
Ehitusobjekti vahetusse lähedusse tuleb rajada tööreeperid, millelt ehitaja saaks ise vastava tehnovõrgu kõrguse tuua. Tööreeperite tihedus peab tagama, et vaatekiire pikkus ei ületaks 60 m mistahes trassipunktilt. Lähtudes standardist ISO 4463-1, ei tohi naaber-tööreeperite vaheline kõrguskasvu viga ületada ± 3 mm. Sellise täpsuse saab tagada kesktäpse digitaalnivelliiriga (nt Trimble DiNi 07, alumiiniumlattidega); soovituslikult tasub aluseks võtta III klassi nivelleerimise põhimõtted. Võib rakendada ka ühe seisuga trigonomeetrilist keskelt nivelleerimist, kus vaatekiired ei tohiks ületada 90 m (st reeperite vahekaugus võib olla kuni 180 m) ning elektrontahhümeetri nominaalne nurgamõõtmise täpsus peab olema vähemalt 2"; mõõta tuleb vähemalt kaks täisvõtet.

Erilist tähelepanu tuleb pöörata tööreeperite püsivusele, kuna need peaksid olema aluseks ka hilisemale teostusmöödistamisele. Külmakergetest tingitud vigade vältimiseks ei tohi tööreepereid kindlustada näiteks väiksematele maakividele, kändudele ega ka allpool külmumispiiri asuvatele vundamendita (ankruta) postidele. Erandi võib teha liivapinnase korral, kui pinnasevesi asub sügaval. Soovitav ei ole tööreepereid kindlustada ka suurte puude lähedale (kuni 15 m) savikates pinnastes. Nimelt võib puu kuivatava mõju tõttu esineda pinnase vajumist, aga pärast puu kõrvaldamist ka pinnase tõusu suurusjärgus kuni mõni millimeeter. Hoonestatud alal peaks kasutama seinamärke, kuid esmalt tuleb veenduda, et kasutatavad ehitised ei vaju.

Eeltooduga piirduvad tavapäraselt ehitusgeodeetide tehtavad märkimistööd tehnovõrkude rajamisel ning edasisega saavad ehitajad tüüpiliselt juba omal käel hakkama. Kaevetöödel tähistatakse tehnovõrkude kulgemine näiteks lintide või markervärviga või suunatakse ekskavaatorit trassipunktide abil tsentreeritud ja orienteeritud teodoliidi või laseriga. Kõrguslikuks suunamiseks lähtutakse tööreeperitest, varem kasutati selleks enamasti kas lasernivelliire või tavalisi optilisi nivelliire (ka ehituse ajal tehnovõrkude kõrguste määramiseks), Kala (2008). Tänapäeval leiavad aina suuremat kasutust ka RTK-GNSS toel (vt joonis 5.28) töötavad mullatööde juhtprogrammid, mis lihtsustavad kaevetöid oluliselt. Torustike projektikohaste sihtide ja kallete tagamiseks ehitusel võidakse rakendada ka torulasereid (nt DG613G; vt joonis 5.29). Sihi andmisel lähtutakse pärast kaevetöid töötsoonist väljapoole jäänud punktidest, mis projitseeritakse kaeviku põhja (nt ripploodi kasutades).



Joonis 5.28. Ekskavaatori töö juhtimine RTK-GNSS abil²⁷.



Joonis 5.29. Torulaseri kasutamine toru paigaldamiseks (Salmenperä, 1997). Väljatõste joonise alaosas kujutab laseri sihtkilpi.

²⁷ Allikas: <https://www.tudelft.nl/en/ceg/about-faculty/departments/geoscience-remote-sensing/education/bsc-education/reader-on-gps-positioning> (viimati külastatud 24.05.2024).

5.3. Maa-aluste tehnovõrkude teostusmöödistamine

Maa-aluste tehnovõrkude teostusmöödistuse eesmärk on tehnovõrkude lõpliku asendi ja tehniliste karakteristikute fikseerimine ja dokumenteerimine pärast kõiki projektikohaseid kinnitusi. Teostusmöödistamine võib toimuda pärast möödistatava konstruktsiooni terviku või üksikute osade rajamise lõppu ja on ennekõike oluline tehnovõrkude ekspluateeritavuse kindlaks tegemiseks. See tähendab, et ehitusega peavad olema tagatud tehnovõrkude projektikohased kalded (nt isevoolsetes torustikes peab vedelik õiges suunas voolama) ja sügavused (oluline nt külmumisohtu ja paralleelsete torustike vertikaaltolerantside, mis on mõeldud nt elektriõhutuse ja sanitaarnormide tagamiseks, seisukohast). Lisaks on teostusmöödistamine tähtis vältimaks hiljem kavandatavate ehitiste sattumist tehnovõrkude peale ja nende ohtlikku lähedusse. Tehnovõrkude teostusmöödistamise andmed kantakse ehitisregistrisse. Lähtudes eeltoodust kehtib maa-aluste tehnovõrkude teostusmöödistamisel kaks olulist põhimõtet.

1. Maa-aluste tehnovõrkude teostusmöödistamist tuleb teha lahtise kaevikuga. Kaugkütetorustike korral võiksid nähtaval (st soojusisolatsiooniga katmata) olla ka keevisliited keevisliidete skeemi koostamise tarbeks.
2. Teostusmöödistamisel tuleb kõrgused määrata samadelt tööreperitelt, mis olid aluseks märkimis- ja ehitustöödele. Soovituslikult võiks plaaniliseks aluseks olla sarnaselt ehitusplatsi märkimisalus (vt jaotis 5.2, kus märkimistööde kirjeldamisel juba eeldati, et samadelt punktideelt toimub ka hilisem teostusmöödistamine).

Lähtudes MTM määrusest nr 34 ei tohi kaevude (võib laiendada kõikidele tehnovõrkude elementidele) **möödistamise plaanilised vead** ületada 8 cm ehitusplatsi märkimisaluse suhtes. Kaevukaante **kõrguslik täpsus** peab olema 3 cm (möötkavad 1 : 500 ja 1 : 1000) ning toru ja kaevu põhja kõrguslik täpsus 3 cm + 1% toru või kaevu põhja sügavusest kaevukaane suhtes. Viimane esitatud nõuetest ei pruugi aga rahuldada väiksemate projekteeritud kallete korrektset tuvastamist (nt 300 mm läbimööduga kanalisatsioonitoru lubatud vähim kalle võib 10 m peale olla 3 cm). Võrreldes MTM määrusega nr 34 on ISO 4463-1 sätestatud ± 10 mm täpsuse nõue kaevude elementide kõrguste teostusmöödistamisele rangem. Selline täpsus peaks olema saavutatav, kui säilivad tööreperid ja neil ei esine külmakerkeid. Vastasel korral ei pruugi see normatiiv olla saavutatav nivelleerimiskäigu ja külmakergete vigade tõttu. Näiteks MTM määrus nr 34 lubab nivelleerimiskäigu sulgemisveaks $30\sqrt{L}$ ja käigu suurimaks pikkuseks 8 km. Seega on ekstreemsemal juhul käigu keskel pärast tasandamist tõenäoline viga kuni 42 mm ja keskmiseks ruutveaks võib eeldada 17 mm. Eelkirjeldatud plaanilise täpsuse (8 cm) tagab teostusmöödistamisel

nii elektrontahhümeeter kui ka RTK-GNSS, kuid kõrguste määramisel tuleb RTK-GNSS mõõdistust vältida.

Tehnovõrkude teostusmõõdistamisel tuleb mõõdistada kaevud ja kaped ning kaevu või kape randi kõrgeima koha kõrgus. Samuti tuleb mõõdistada maapinna kõrgused. Kui teostusmõõdistamise ajaks ei ole vertikaalplaneerimine veel tehtud, võib teostusjoonisel näidata maapinna projektkõrgust koos vastava märkusega. Kaevude plaaniline asukoht määratakse kaevukaane tsentri järgi ja kaevude kaugused üksteisest leitakse analüütiliselt. Lisaks mõõdistatakse kalde, suuna ja läbimõõdu muutuste ning hargnemiste punktid. Kaitsehülsside või -salvede rajamisel tuleb mõõdistada nende otspunktid, kaablite korral muhvikohad ning kaugkütte- ja gaasitorustikel keevisliited. Ka teiste magistraaltorustike keevisliited tuleb mõõdistada. Sirged lõigud mõõdistatakse kindla vahemaa tagant. Näiteks veetorustikel võiks see vahemaa olla 50 m, muudel survetorustikel 30 m, gaasitorustikel 20 m, kabelliinidel 10 m ja kaugküttetorustikel 12 m. Viimane tuleneb torude standardpikkusest ehk sirgetel lõikudel on iga 12 m tagant keevisliide. Koos teostusmõõdistatava tehnovõrguga tuleb mõõdistada ka kõik selle kraavkaevikuga avatud rajatised (nt olemasolev ristuv maaalune tehnovõrk). Erinevate tehnovõrkude mõõdistamisel esineb veel hulk erinevusi, mida kirjeldab MTM määrus nr 34 (2016). Järgnevalt on esitatud ainult ülevaade tähtsamatest nõuetest.

Teostusmõõdistamise tulemuste vormistamisel näidatakse teostusjoonisel

- mõõdistatud objekti asukoht, nimetus, töö tellija ja ehitustööde tegija;
- geodeetiliste lähtepunktide andmed;
- objekti piirkonna plaan;
- objekti plaan kaevude andmetega;
- tellija nõudmisel objekti pikiprofiil pikimõõtkavas 1 : 500 ja vertikaalmõõtkavas 1 : 50;
- ristuvad tehnovõrgud.

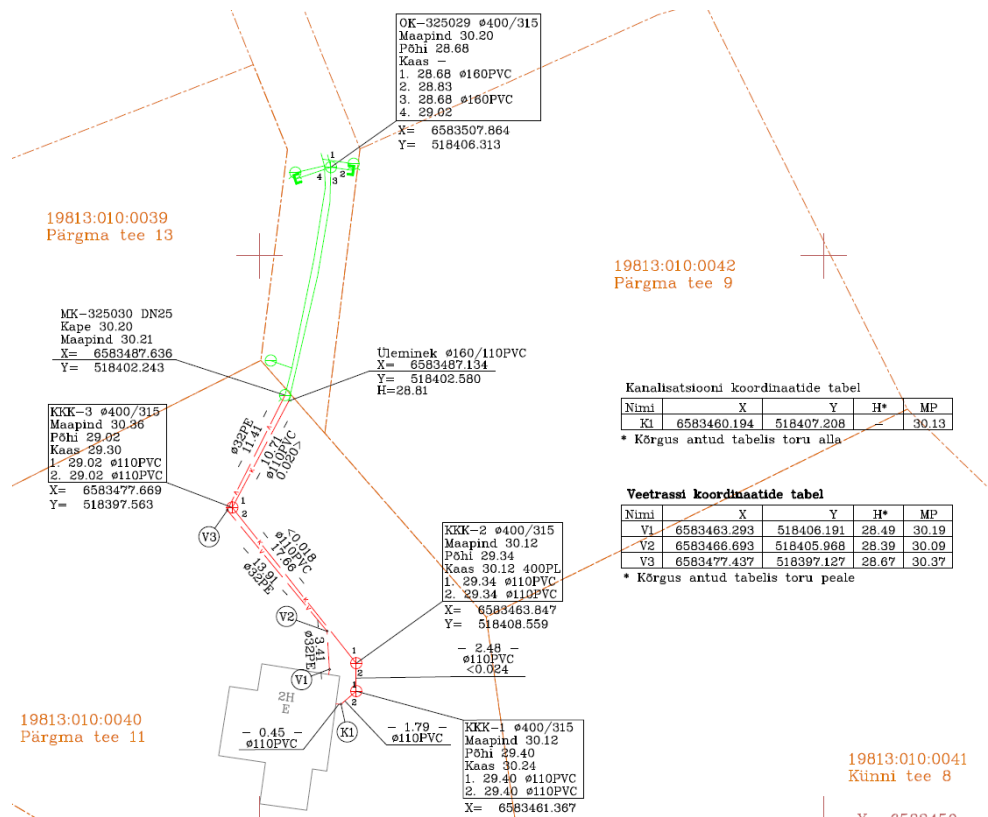
Kaugkütte puhul esitatakse torustiku telgedele taandatud kõrgused ja kindlasti koostatakse ka pikiprofiil. Detailsed nõuded teostusjoonistele on esitatud MTM määru-ses nr 34 (2016).

Veetorustiku, дренаži ja isevoolse kanalisatsiooni teostusmõõdistamisel (vt joonis 5.30) tuleb määrata järgmised elemendid: kaevude mõõtmed, materjal ja otstarve (nt vaatekaev, ventiil või siiber) ning torude läbimõõt ja materjal, kus nii kaevude kui ka torude karakteristikute määramisel lähtutakse projektandmetest, vaatlustest (sh vahetutest mõõtmistest) ja ehitaja ütlustest.

Teostusmõõdistusel kaevude juurde lisatakse MTM määru-ses nr 34 kohaselt järgmised tehnilised andmed:

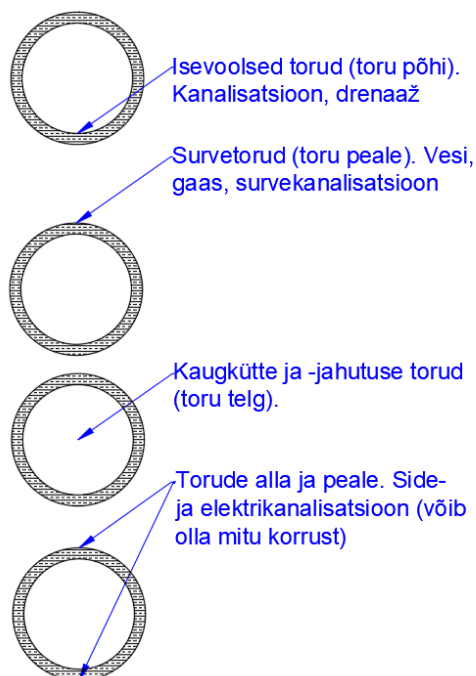
- 1) kaevu number;
- 2) kaevukaane absoluutkõrgus;

- 3) maapinna absoluutkõrgus;
- 4) kaevu põhja absoluutkõrgus;
- 5) kaevu materjal;
- 6) kaevukaane materjal;
- 7) kaevu/kambri mõõtmed;
- 8) toru number;
- 9) toru suubumiskoht;
- 10) moodulkaevu kasutamata pealevooluots selle olemasolul;
- 11) toru materjal;
- 12) toru siseläbimõõt;
- 13) toru absoluutkõrgus, milleks kanalisatsioonitorustiku puhul on toru põhja kõrgus ja veetorustiku puhul kõrgus toru peale;
- 14) märkused.

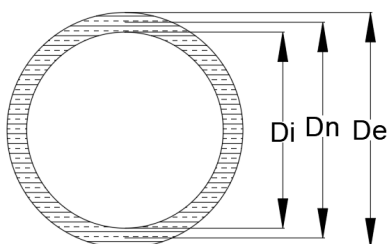


Joonis 5.30. Vee- ja kanalisatsioonitorustiku teostusjoonis. Allikas: Hades Geodeesia OÜ.

Tuleb olla tähelepanelik, sest geodeesias, projektides ja ehitustöödel võidakse kasutada erinevaid läbimõõte. Kõrgused veetorstikitel tuleb määrata toru peal ja hüdrandil, isevoolse kanalisatsiooni kaevudes toru rennides, koordinaadid ja kõrgused kaevuta käänupunktides, profiili murdepunktides, pimeühendustel ja muudel iseloomulikel elementidel, vt joonised 5.31–5.32.

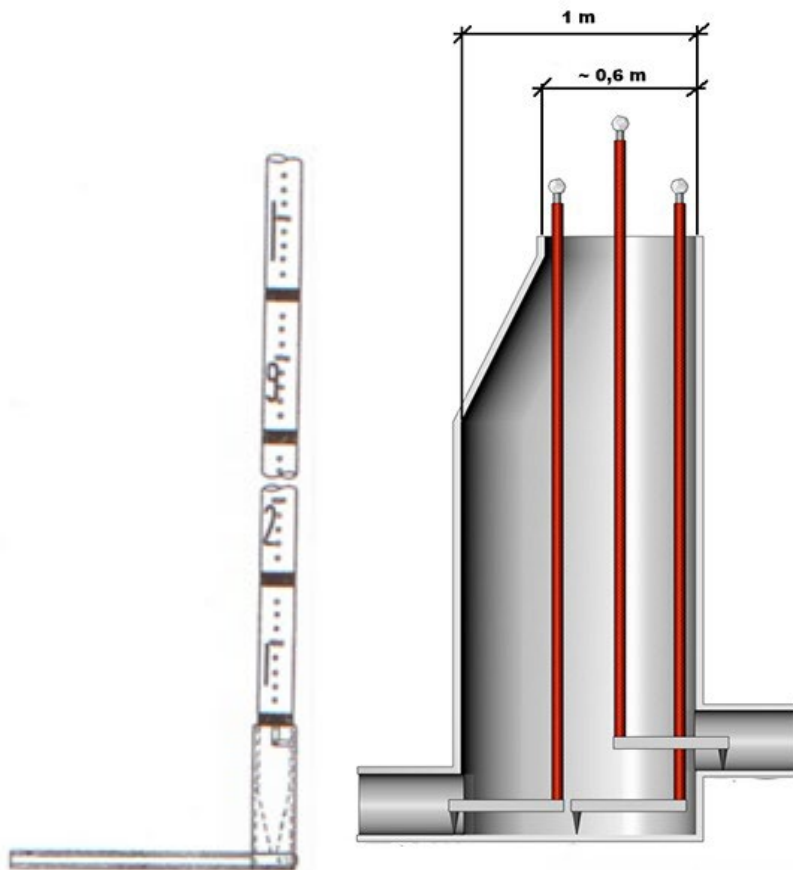


Joonis 5.31. Välistorustike kõrguste mõõtmise kohad.



Joonis 5.32. Toru läbimõõdud. D_i – siseläbimõõt; D_n – nimi- ehk nominaalläbimõõt; D_e – välisläbimõõt.

Kaevu elementide kõrgused võib madalate kaevude puhul määrata vahetu mõõdistusega, sügavamatel aga kaevu randi suhtes. Torude ja rennide mõõdistamisel on otstarbekas kasutada nurgiklatti või prismat, mille saua alumisse otsa on sarnaselt nurgik konstrueeritud (joonis 5.33). Samad soovitused kehtivad ka teiste tehnovõrkude korral.

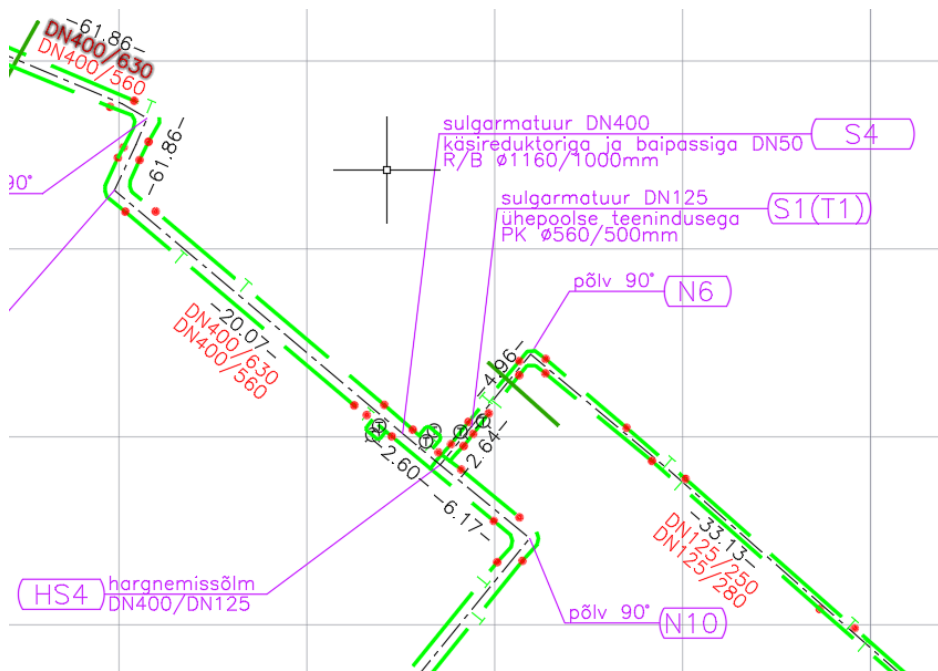


Joonis 5.33. Kanalisatsioonikaevu põhja ja torude mõõtmise abivahendid, vasakul kaevulatt nurgikuga; paremal prisma- ja saua alumise teraviku asemele monteeritavad abivahendid.²⁸

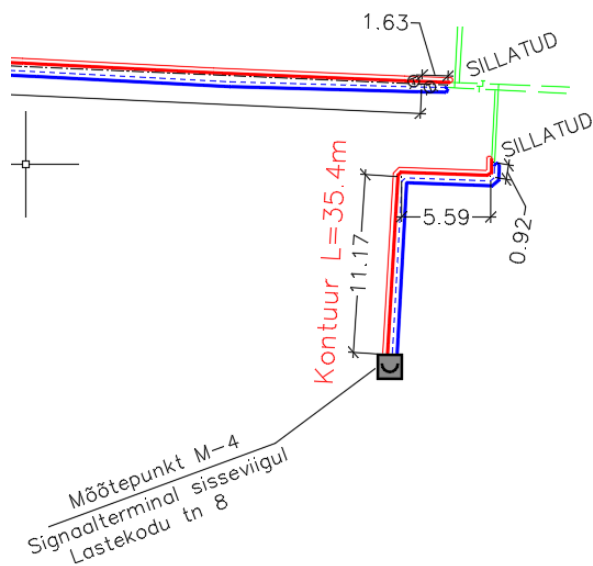
²⁸ Allikas: Bohnenstingl tootekataloog, <https://bohlenstingl.de/sewage-surveying/?lang=en> (viimati külastatud 19.05.2025).

Kaugküttevõrkude teostusmöödistamisel (näiteid vt joonistel 5.34–5.37) tuleb määrata järgmised elemendid:

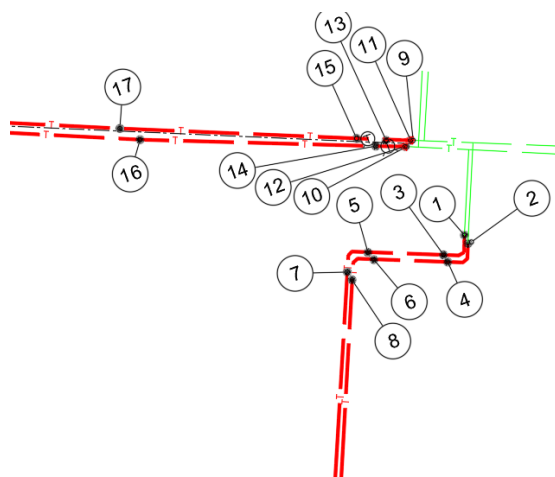
- kaevude mõõtmed, materjal ja torude arv kaevus, kus karakteristikute määramisel lähtutakse projektandmetest, vaatlustest (sh vahetutest mõõtmistest) ja ehitaja ütlustest;
- kõrgused vaatekaevu või kambri vaateava randil, kaevu või kambri põhjas ja kambri laes ning kaevu või kambrit läbivate torude peal, samuti trassi torude pealsed ning kanalite põhja ja pealse kõrgused;
- kambrite vähemalt kahe nurga asend (st koordinaadid) ja kanalite ühe serva asend. Kambrite gabariidid ja kanali laiuse saab mõõta ruleti või käsi-laserkaugusmõõtljaga;
- torude läbimõõdud, kus lähtutakse projektandmetest, vaatlustest (sh vahetutest mõõtmistest) ja ehitaja ütlustest. Torustiku pöördenurgad arvutatakse koordinaatide järgi.



Joonis 5.34. Fragment kaugküttetorustiku teostusjoonisest. Allikas: Inseneribüroo REIB OÜ (Sander Päeren).

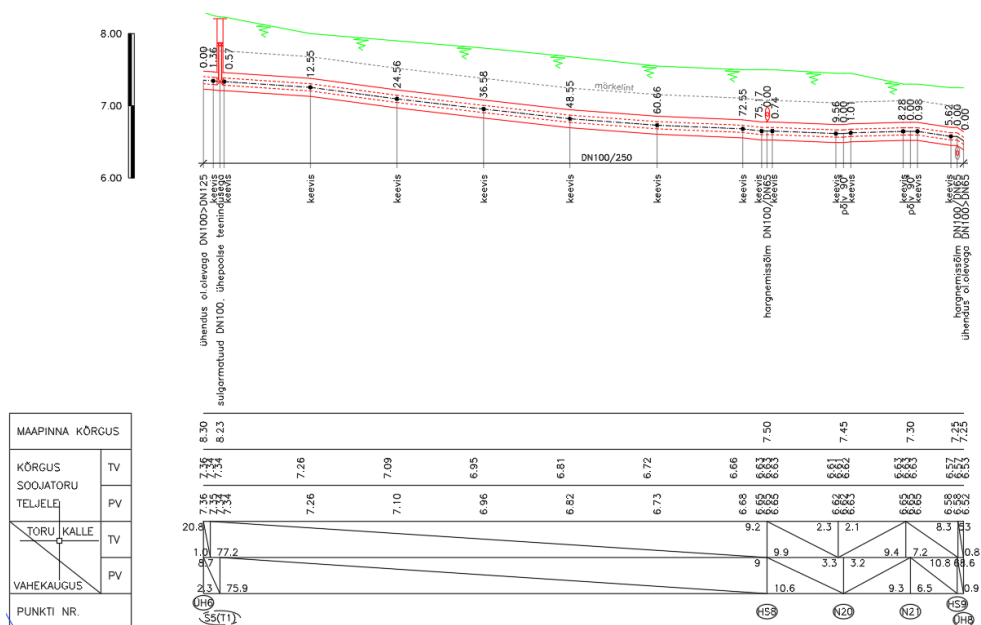


Joonis 5.35. Fragment kaugküttetorustiku signaaltraatide skeemist. Allikas: Inseneribüroo REIB OÜ (Sander Päeren).



44	6588459.7	543317.3
45	6588459.8	543317.7
46	6588460.3	543315.9

Joonis 5.36. Fragment kaugküttetorustiku keevisliidete skeemist koos fragmendiga koordinaatide tabelist. Allikas: Inseneribüroo REIB OÜ (Sander Päeren).



Joonis 5.37. Kaugküttetorustiku pikiprofiil. Allikas: Inseneribüroo REIB OÜ (Sander Päeren). Märkus: kuna kaugküttetorustik koosneb kahest torust, koostatakse profiili joonise osa mõlemale torule eraldi.

Gaasitorustiku teostusmöödistamine (vt jooniseid 5.38–5.39) toimub analoogiliselt veetorustiku möödistamisele, välja arvatud:

- peale kaevude määratakse veel kapete all olevate seadmete nimetused (nt siiber, kontrolltoru, kondensaadikoguja, hüdraulikk, elektrikontakt), kus lähtutakse projektandmetest, vaatlustest ja hitaja ütlustest;
- torustiku pöördenurgad arvutatakse koordinaatide järgi. Painutatud käänakul, mille nurk on suurem kui 30° , näidatakse kõvera raadius ja pikkus. Kõvera raadiuse saab määrata, möödistades kõveral vähemalt kolm punkti, misjärel saab punktide põhjal konstrueerida arvutijoonestusetarkvaraga ringi ja leida selle raadiuse.



Joonis 5.40. Georadar²⁹ GSSI UtilityScan Pro (vasakul) ning kaabli- ja toruotsija³⁰ Amprobe AT-3500 (paremal).

²⁹ Allikas: <https://www.geophysical.com/products/utilityscan-pro> (viimati külastatud 20.12.2024)

³⁰ Allikas: <https://www.amprobe.com/product/at-3500/> (viimati külastatud 20.12.2024)

Peatükk 5 kontrollküsimused

1. Millal võib teha maa-aluste tehnovõrkude teostusmöödistamist?
2. Mis on maa-aluste tehnovõrkude teostusmöödistamise kaks olulist põhimõtet?
3. Milline on veevõrkude jaotus tähtsuse ja ülesande järgi?
4. Milline on kanalisatsioonivõrkude jaotus ülesande järgi?
5. Kuhu võivad olla paigutatud kaugküttevõrgu torud?
6. Milleks on gaasitorustikul vaja kontrolltorusid, kondensaadikogujaid, elektrikontakte ja kompensatooreid ning kus need asuvad?
7. Kui sügavale paigutatakse enamasti elektrikaablid?
8. Milliste meetoditega võib sooritada tehnovõrkude märkimist? Mis on märkimistööde nõutav täpsus?
9. Kui suurt täpsust nõuab ISO 4463-1 tehnovõrkude naaber-tööreperite kõrguskasvudele? Kuidas seda täpsust tagada?
10. Kuhu ei tohi kindlustada tehnovõrkude ehitusel tööreperid?
11. Nimeta kaks meetodit, millega saab tuvastada maa-aluste tehnovõrkude paiknemist kinnise kaeviku korral.
12. Mille poolest erineb kaugküttetorustiku kohta esitatav andmestik teiste torustike omast?

6. Vundamentide mõõdistamine

Vundamendi korrektne ehitus on oluline sellele tugineva ehitise stabiilsuse ja vastupidavuse seisukohast ning ehitusgeodeetiliste tööde eesmärk on tagada rajatava vundamendi vastavus ettenähtud normatiividele. Valmistamisviisilt jagunevad vundamendid kahte põhilisse rühma:

- 1) kohapeal valmistatud monoliitsed vundamendid, mis valatakse betoonist, laotakse/valatakse kivist betoonist või laotakse maakividest;
- 2) tehases valmistatud raudbetoonplokkidest (nt taldmikiplokid, seinaplokid ja kannvundamendid) monteeritavad vundamendid.

Kuju ja gabariitide järgi jaotatakse vundamendid järgmistesse rühmadesse:

- lausvundament – plaat või massiivvundament kogu ehitise all;
- lintvundament – vundament hoone seinte all;
- sammavundament ja selle eriliik kannvundament (vundamendikann on vertikaalne süvend kandesamba paigutamiseks) – üksikvundament samba, aga vahel ka seina all.

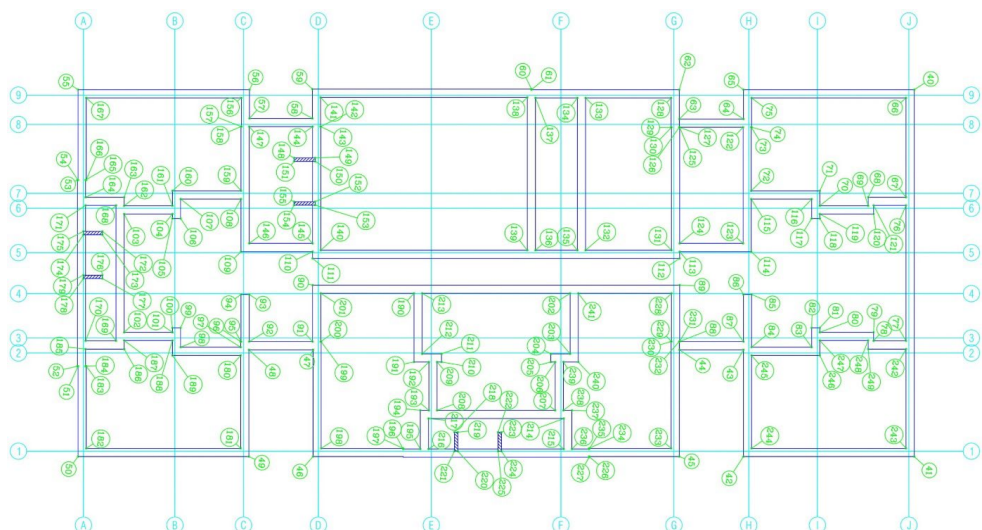
Rasketes pinnaseoludes (nt soine pinnas) rajatakse ka vaivundamente. Küll aga tuleb enne vundamendi ehitust rajada esmalt vundamendikaevik.

6.1. Vundamendikaeviku rajamine

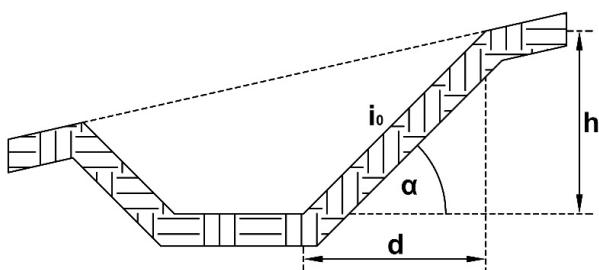
Enne vundamendikaeviku rajamist tähistatakse see üldjuhul põhitelgede lõikepunktides. Kuivõrd suurte või keeruka konstruktsiooniga hoonete puhul võib telgede märkimine kaevetööd segaseks muuta, siis alternatiivne võimalus on märkida välja vundamendi nurgapunktid. Mida ja kuidas välja märgitakse, võiks olla täpsustatud kaevetööde tegijaga, kellele on asjakohane anda ka väljamärgitud punktide skeem (joonis 6.1). Samuti on soovitatav välja märkida põhitelgede pikendused hoone igale küljele (kindlasti, kui ehitaja seda soovib), selguse mõttes tasub pikendused märkida võrdsetele kaugustele nurgapunktide suhtes. Järsu reljeefi või sügava kaeviku korral (juhul kui kaevikut ei kindlustata sulundseintega) tuleks ohutuse seisukohast välja märkida ka vundamendikaeviku ülemise perve kontuurid. Arvestada tuleb nõlva kaldega i_0 (kirjutatakse näiteks $1 : m$) ja varikaldenurgaga α (vt joonis 6.2). Need parameetrid on omavahel seotud järgmiselt:

$$i_0 = \tan \alpha = \frac{h}{a} = \frac{1}{m}, \quad (6.1)$$

kus h on kaeviku sügavus ja d nõlva plaaniline ulatus. Soovituslikud varikaldenurgad olenevad pinnasest ning on liiva korral 33° kuni 38° , saviliiva korral 45° kuni 56° ja savi korral 56° kuni 63° .



Joonis 6.1. Vundamendi väljamärgimise näidisskeem, kus rohelised punktid tähistavad välja-märgitud vundamendi nurgapunkte. Sinised jooned tähistavad tähtede ja numbritega hoone telgi.



Joonis 6.2. Järsule nõlvale rajatud vundamendikaevik.

Standardi CII 126.13330.2012 järgi on vundamendikaeviku väljakaeve märkimisel nõutav plaaniline täpsus 50 mm ja kõrguslik täpsus 20 mm. Üldjuhul märgitakse välja ainult kaeviku plaaniline asend ja kaevetööde käigus määratakse kõrgused (st kaeviku sügavus) ehitusobjekti vahetusse lähedusse rajatud tööreeperilt näiteks lasernivelliiri kasutades. Vundamendikaeviku plaaniliseks märkimiseks on sobilik kasutada elektrontahhümeetrit, aga üldjuhul peab nõutud täpsuse nurgapunktide märkimisel tagama ka RTK-GNSS mõõdistus. Kui välja märgitakse aga põhitelgede

pikendusi, siis tuleb arvestada, et ehitaja võib neid kasutada ka suuremat täpsust vajavate tööde käigus, mistõttu tuleb RTK-GNSS mõõdistust telgede märkimisel kindlasti vältida. Märkimistööde kindlustamiseks võib kasutada nii puitvaid kui ka terasvardaid (nt armatuurterase juppe), kõval pinnal (nt mõne juurdeehituse korral teekattel) ka asfaldinaelu ja/või markervärve.

Vundamendikaeviku teostusmõõdistamisel mõõdistatakse pervede (ülemine ja alumine) plaaniline asend hoone telgedel ja kaeviku põhja kõrgus telgede lõikepunktides. Alumise perve plaaniline asend on olulisem, kuna kaevikusse peab jääma ruumi nii vundamendi kui ka ohutusriba jaoks. Lähtudes standarditest CII 126.13330.2012 ja GOCT P 58941-2020 (st teostusmõõdistamisel eeldatakse kahekordset täpsust märkimistööde suhtes) on vundamendikaeviku teostusmõõdistamise nõutav plaaniline täpsus 25 mm ja kõrguslik täpsus 10 mm. Seega tuleb vundamendikaeviku teostusmõõdistamist teha elektrontahhümeetriga. Väljakaave mahu leidmisel kehtivad jaotises 4.3 kirjeldatud põhimõtted. Vundamendikaeviku teostusmõõdistamise ja väljakaave mahu leidmise võib omavahel ühildada.

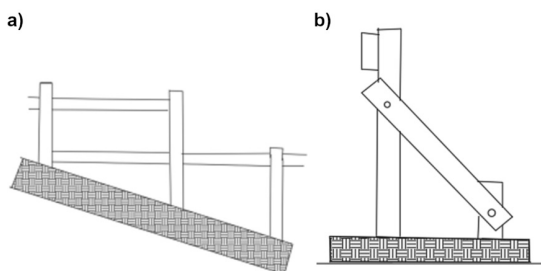
6.2. Märktara

Erinevalt tänapäevast, kus nii vundamendikaeviku kui ka kõigil edasistel märkimistöödel kasutatakse valdavalt koordinaatmeetodil detailmärkimist, toimus varem hoone telgede detailne märkimine märktarale. Väiksemate üheperehoonete ehitusel kasutatakse märktarasid ka tänapäeval. Kui edasisi ehitusgeodeetilisi töid ei tellita, on märktarale telgede märkimine ja tööreeperi rajamine väiksemate üheperehoonete rajamisel ainsad ehitusgeodeetilised tööd (liitumiste korral lisandub ka hilisem tehnovõrkude teostusmõõdistus). Hiljuti on hakatud mõnes omavalitsuses nõudma ehitusloa lõpetamisel ka nn ehitusjärgset koondplaani, mis on igati tervitatav nähe, kuna sellega fikseeritakse ehitise lõplik – viimistlusjärgne – väliskuju ja dokumenteeritakse kindlasti ka kogu ehituse käigus rajatud maa-alune taristu ühele koondplaanile.

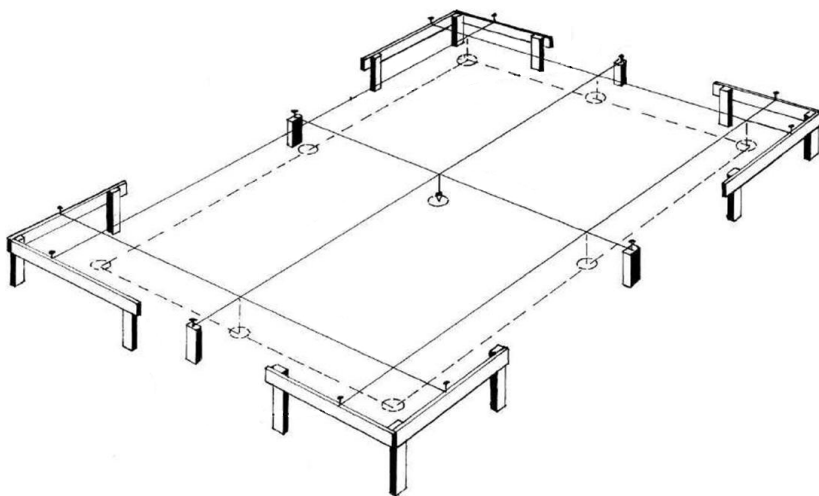
Märktara kujutab endast kindlat ja püsivat hoonet piiravat konstruktsiooni, mis peaks koosnema maa sisse süvistatud 12–14 cm läbimõõduga postidest või 10 × 10 cm prussidest ja nende külge kinnitatud vähemalt 1,5 tolli paksustest horisontaalsetest rõhtlaudadest. Maapinna suurte kallete puhul võiks märktara teha astmeliselt (joonis 6.3a). Kaljupinnase paljanditel (nt Põhja-Eestis) tasub postidena kasutada kaljusse puuritud terasvardaid. Nõrkades pinnastes tuleks märktara tugevduks lisada objekti suhtes väljapoole suunatud kaldtoed (joonis 6.3b). Konstruktsioonilt võib märktara olla nurgasektsioonidest (joonis 6.4) või pidev (st ümbritseb kogu

objekti). Mida madalam on märktara, seda püsivam see on, kuid liialt madal märktara võib kasutatavuse seisukohast ebamugav olla (nt kui ehitatavad konstruktsioonid jäävad märktarast kõrgemale). Optimaalne kõrgus on umbes 1,0–1,3 m. Märktara võib asuda vundamendikaevikus või selle pervel. Esimest juhtu rakendatakse enamasti sügavamate (üle 1,5 m) kaevikute puhul, kuna muidu on raske hoone telgi markeerivaid traate/ehitusnööre kasutada. Märktara kaugus vundamendi kõige välja-poolse ulatuvast gabariidist peaks olema vähemalt 40 cm.

Võimaluse korral võib märktarade rõhtlauad nivelleerida kõikidel taradel ühele ehituse nullkõrgusega seotud nivoole, kuna ehitaja võib sellest huvitada.



Joonis 6.3. Astmeline märktara kaldmaastikul (a) ja kaldtoega kindlustatud märktara (b).



Joonis 6.4. Nurgasektsoonidest märktara. Märktarale tõmmatud nöörid (traadid, kapronjõhvid) võimaldavad mitmesuguste paigaldusjoonte projitseerimist hoone tööhorisondi tasandile.³¹

³¹ Allikas: <https://www.construction53.com/2011/09/getting-started/> (viimati külastatud 26.05.2024).

Märktara on soovitatav rajada vahetult enne nende tööde algust, mille teenindamiseks on see ette nähtud, kuna muidu võivad ehitusmasinad eelmiste tööde ajal (eriti mullatöödel või vaiade rammimisel) selle lõhkuda. Enne märktara ehitamist võiks märkida RTK-GNSS meetodil selle nurgapostid, et tagada märktara paralleelsus hoone telgedega. See võib olla vajalik ehitajale, kes tahab näiteks hävinud telge hiljem ruleti abil taastada. Pikkade hoonete puhul tasub ehitada ka vahetarad, et märktara otsmiste sektiioonide vahele pingutatud telgi markeerivad traadid/ehitusnöörid tuule mõjul liiga kaardu ei läheks. Näiteks saab ristsuunalise tuule korral arvutada traatide läbipainet u valemiga (Lebedev, 1974):

$$u = \frac{\delta \cdot l^2 \cdot v^2}{6,4F}, \quad (6.2)$$

kus δ on traadi läbimõõt, l traadi otskinnituste vahemaa, v tuule kiirus ja F traadi pingutus. Valides vastavateks parameetriteks 0,5 mm, 40 m, 6 m/s ja 200 N, on traadi läbipainde väärtus umbes 22 mm. Vähendades otskinnituste vahemaad poole võrra, on tulemuseks 6 mm.

Hoone teljed märgitakse märktara rõhtlaudadele elektrontahhümeetriga ja kindlustatakse näiteks pliiatsijoonega, mis ergastatakse veekindla markeriga. Kindlustamisel võib kohe kasutada ka naelu, mille külge kinnitatakse hiljem telgi markeerivad traadid/ehitusnöörid. Märgitud telje juurde tuleb markeriga teha vastav tähis. Lisaks võib teljed kindlustada märktara alla löödud puitvaiade või terasvarrastega.

6.3. Rostvärgi vaiade paigaldamine

Raskete pinnaseolude korral võidakse rajada vaivundament, mis koosneb maa sisse süvistatud vaiadest ja monoliitsest või monteeritavast plaadist ehk rostvärgist. Viimane on üldjuhul raudbetoonist ja selle eesmärk on ühendada vaiade pead. Rostvärgid jaotuvad kahte põhilisse rühma:

- 1) madalrostvärgid, kus ühendusplaat toetub lisaks vaiadele ka maapinnale (vt joonis 6.5). Sellisel juhul jäävad vaiapead allapoole projekteeritud maapinda;
- 2) kõrgrostvärgid ehk bollvärgid, kus vaiad ulatuvad maapinnast pikalt välja ja plaat toetub ainult vaiadele. Sellist liiki rostvärke kasutatakse põhiliselt vesiehitiste rajamisel.

Oluline on ka vaiade jaotus tööpõhimõtte järgi, kus saab eristada kahte põhilist rühma:

- 1) postvaiad ehk pidevaiad, mis toetuvad kindlale aluspinnasele. Sellised vaiad süvistatakse läbi nõrga pinnase;
- 2) rippvaiad ehk hõõrdvaiad, mis tihendavad nõrka pinnast ja toimivad tänu hõõrdele.

Süvistusmeetodi poolest tuleb eristada rammvaiasid (vt joonis 6.5), vibrovaia-
sid ja kruvivaia- ning kohtvaia-
sid, mis on pinnast asendavad ja välja tõrjuvad
vaiad. Kohtvaia-
d võivad olla näiteks liiderpuuraukudega vaiad, kamuflettvaia-
d (vaia
süvis tekitatakse lõhkelaengutega) ja injektsioonivaia-
d. Viimaste korral pressitakse
puurimise ajal pinnasesse kõrge surve all vee ja tsemendi segu, tekitades nii suhteli-
selt peene puurtoru ümber pinnasega tugevasti haakunud betoonvaia.

Puurvaiade eriliik on ka kaldvaia-
d, mida saab monteeri-
da üpris täpselt tänu
tänapäeva mõõtetehnika võimalustele. Seda kasutades on võimalik suhteliselt täpne
märkimisvardale tsentreerimine ja ettenähtud kalde seadistamine. Kaldvaia-
d välja-
märkimine on siiski suhteliselt keeruline, eriti kui aluspind ei ole ühtlaselt sile.



Joonis 6.5. Rammitud vaiade lausvälja näiteid^{32,33}. Vasakpoolsel joonisel ja parempoolse
joonise maapinnaosal on näha ka valatud madalrostvärgid. Parempoolse joonise mereosale
rajatakse kõrgrostvärk. Lisaks võib täheldada, et vasakpoolsel joonisel on vaiad murtud pro-
jekt kõrgusele.

Rostvärgi vaiade paigaldamisel kehtivad Eestis Soome normid MaaRYL 2010, mille
alusel on lubatud järgmised hälbed:

- üksikvaia plaaniline hälve 100 mm;
- vaia hälve risti vaiareaga või väikese vaiarühma suhtes 150 mm;
- vaia plaaniline hälve lausväljas 200 mm.

Lähtudes peatükk 1 arutelust (ГОСТ Р 58941-2020), on vaiade märkimise nõutav
täpsus 40% eeltoodud lubatud hälvetest. Näiteks üksikvaia väljamärkimise nõutav
täpsus on seega 40 mm, mille tagab mõõdistus kesktäpse elektrontahhümeetriga

³² Allikas: <https://crimeasky.ru/tpost/y5r4mdema1-gotov-limitnii-rostverk> (viimati külas-
tatud 27.05.2024).

³³ Allikas: https://en.m.wikipedia.org/wiki/File:Pile_Driving_2.jpg (viimati külastatud
27.05.2024).

(joonemõõtmise nominaalne täpsus 2 mm + 2 ppm, nurgamõõtmise nominaalne täpsus 2"). Lähtudes ainult standardist ГОСТ Р 58941-2020, on vaiade märkimise nõutav täpsus 80% eeltoodud lubatud hälvetest (st 80 mm üksikvaia korral), mispuhul sobib ka RTK-GNSS mõõdistus. See on lubatav, kuna RTK-GNSS meetodil märkimine toimub sõltumatult ehitusplatsi märkimisaluselt (meenuta, et 40% nõue kehtib, kuna märkimisaluselt toimub ka hilisem teostusmõõdistus). Märkimistööde kindlustamiseks võib üldjuhul kasutada puitvau või terasvardaid.

Vaiade paigaldamisel (või hilisemal kontrollimisel) määratakse vaia vaste (st vaia teatud vajumi suurus) ja võrreldakse seda kontrollvaste (esitatud projektis) suurusega. Näiteks rammvaia korral loetakse vaia vasteks vajumit, mis vastab vaia-rammi ühele löögile (siin tuleb arvesse võtta ka rammimise parameetreid). Vibrovaiadel arvestatakse aga kindlat vibreerimisaja ja vibraatori kaalu koosmõju. Vai loetakse paigaldatuks, kui kontrollvaste suurus on saavutatud. Kontrollvaste dimensioneeritakse selliselt, et tagatud oleks kindel kandevõime. Vaste määramisel on mugav kasutada näiteks optilist nivelliiri (täpsuse poolest soovitatavalt III klassi nivelleerimisele vastav), mis on paigutatud 15–30 m kaugusele rammitavast vaiast. Vaiale tehakse märged ning märgile asetatud joonlaua lugemite erinevus enne ja pärast rammilööki annab vaste väärtuse. Instrumendi stabiilsust tuleb pidevalt kontrollida tööreeperil (nt enne ja pärast rammilööki).

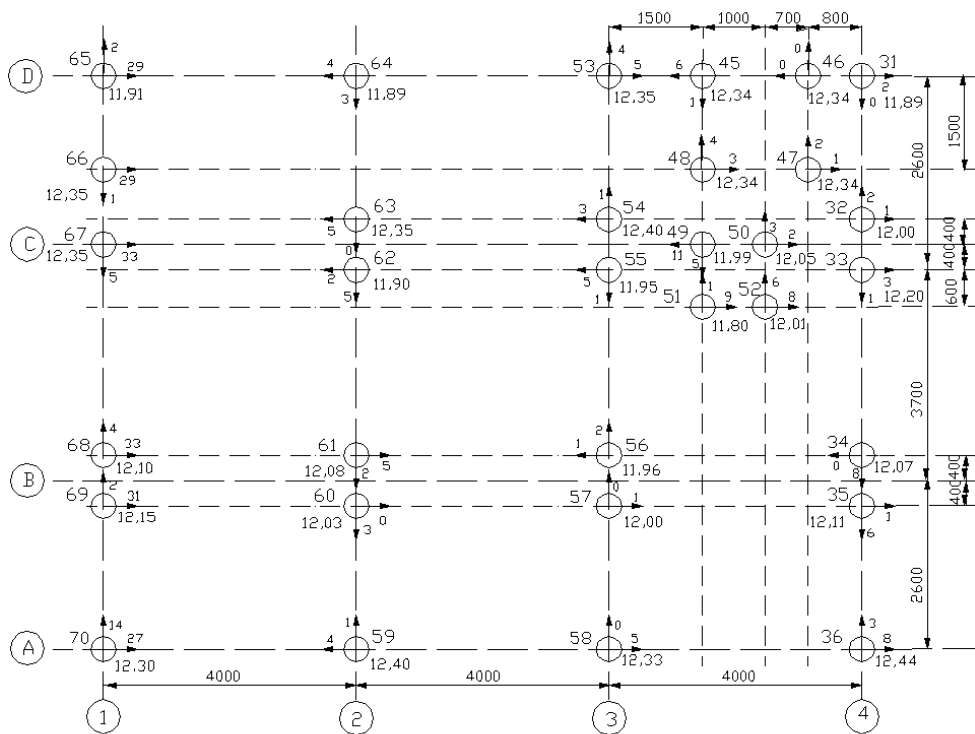
Pärast rea vaiade paigaldamist tuleb määrata vaiadele kontrollkõrgused. Kui paigaldatud on ka järgmine vaiarida, siis tasub kontrollida eelmise vaiarea kerkeid. Eriti on just väga püdelatesse pinnastesse rammitud vaiadel tendents pärast naabervaiade rammimist kerkida. Kui vaiade kerked ületavad lubatud piirväärtust (esitatud projektis või antud ehitusjärelvalve poolt), tuleb need üle süvistada. Kontrollkõrguste määramisel ja kontrollimisel piisab tehnilisest nivelleerimisest.

Pärast vaiade lõplikku paigaldamist ja enne vaiapeade murdmist projektkõrgusele (murtud vaiu esitab joonise 6.5 vasakpoolne jagu), tuleb määrata vaiade süvistussügavus (vaia tipu kõrgusest lahutatakse vaia pikkus). Kuna murdmata vaiad võivad olla kõrged ja vaiaväli tihe, mis segab viseerimist, siis tasub mõõtmised teha trigonomeetrilise nivelleerimisega, asetades vaia ülaotsale lühikese vardaga prisma ning kasutades kesktäpset elektrontahhümeetrit. Pikemate väljaulatavate vaiatoste järgi tuleks kontrollida ka vaiade vertikaalsust (jätkatud vaiade puhul võivad maaalustel osadel olla teistsugused kalded), mida saab mugavalt teha kaldemõõtmisega (st digitaalse vaaderpassiga). MaaRYL 2010 lubab järgmised hälbed:

- üksikvaia hälve vertikaalsuunast 40 mm/m;
- rühmavaia hälve vertikaalsuunast 20 mm/m.

Enne vaiade murdmist märgitakse vaiadele projektkõrgused. Selleks võib kasutada nii elektrontahhümeetrit kui ka nivelliiri. Viimase korral määratakse tööreepierilt instrumendi horisont H_{hor} ja latti tõstes-langetades otsitakse vaia küljele paigutatud latilt lugemit $E = H_{hor} - H_{pr}$, kus H_{pr} on vaiapea projektkõrgus.

Vaiade teostusmõõdistamine tehakse elektrontahhümeetriga pärast vaiapeade murdmist projektkõrgusele. Mõõdistatakse vaia plaaniline asend ja vaiapea kõrgus. Plaanilise asendi mõõdistamisel määratakse vaiapea keskmise koordinaadid, kusjuures suurimaks veallikaks on antud juhul keskmise määramine, mis tuleks leida vaiapea diagonaalide lõikepunktina. Teostusmõõdistuse nõutav täpsus on 40% (võttes aluseks GOCT P 58941-2020) eeltoodud lubatud hälvetest. Näide teostusjoonisest on joonisel 6.6, millel esitatakse hälbed projektist telgede suundadel. Samuti tuleb esitada vaiapeade kõrgused, tüüpiliselt ehitise nullkõrguse suhtes. Kui on nõutud, siis tuleb ära näidata ka vaiade hälbimine vertikaalsuunast.



Joonis 6.6. Vaiavälja teostusjoonis. Nooltega on näidatud hälbed projektasenditest, tasapinnalised mõõdud mm. Lisaks esitab joonis vaiade numbrid (nt 65) ja kõrgused (nt 11,91), need ühikud on meetrites.

6.4. Monoliitsete vundamentide märkimistööd

Monoliitsete vundamentide rajamine algab raketise (kasutatakse ka kõnekeelset terminit saalung) paigaldamisest. Raketis on laudadest või inventaarsetest kilpidest (st valmiselementidest) valmistatud vorm, mille paigaldamise täpsus ja konstruktsiooni püsivus peavad tagama vundamentidele sätestatud täpsusnõuded. Kui normdokumenti ei ole projektis täpsustatud, võib aluseks võtta standardi EVS-EN 13670:2010, mis lubab järgmised hälbed projekti suhtes:

- vundamendi plaaniline hälve ± 25 mm;
- vundamendi kõrguslik hälve ± 20 mm;
- ankrupoltide ja poltide grupi tsentri hälbed ± 10 mm;
- ankrupoltide vahekauguste (ka diagonaalis) hälve grupis ± 3 mm;
- ankrupoltide kõrguste hälve -5 mm kuni $+25$ mm.

Nagu ikka, on lähtudes peatükk 1 arutelust (ГОСТ Р 58941-2020) vundamendi ja seega ka raketise märkimise nõutav täpsus 40% eeltoodud lubatud hälvetest. Kuna nõutakse suurt täpsust, tuleb vundamendi märkimistöid teha ainult elektrontahhümeetriga. Näiteks ankrupoltide märkimise nõutav absoluutne plaaniline täpsus on 4 mm. Ankrupoltide märkimisel on tegelikult olulisim nende omavaheline kaugus, kus tuleb tagada mõõdistuse umbes 1 mm täpsus. Siin tuleb arvestada ka kindlustamise vigadega (vt tabel 1.1), mõõdistuse ja kindlustamise summaarseks veaks (st juhuslike vigade summaks) võiks ГОСТ Р 58941-2020 järgi lubada 2 mm (st 80% normatiivsest hälbest). Kuna nõutud täpsus on suur, on otstarbekas kontrollida ankrupoltide märkide vahekauguseid terasruletiga. Kui kasutatakse ankrupoltide šablooni, siis selle asukoha märkimisele rakendub 4 mm täpsuse nõue.

Siinkohal on asjakohane analüüsida saavutatavat täpsust, milleks võib püstitada järgmised eeldused.

- Instrumendi horisontaalkaugus vundamendi kaugeimast punktist on 100 m ja direktsiooninurk on 45° .
- Kasutatud elektrontahhümeetri valguskaugusmõõduri nominaalne täpsus on 2 mm + 2 ppm.
- Kasutatud elektrontahhümeetri nurgamõõtmise nominaalne täpsus on 2".
- Kuna tegemist on märkimistööga, siis pidevmõõtmise tõttu toimub mõõtmine ühe poolvõttega.
- Lähtudes tabelist 2.3, on joonelis-nurgalisest vastulõikest tulenev viga 3 mm (nii X- kui ka Y-telje suunal).
- Nii prisma punktile tsentreerimise kui ka prisma tsentrile viseerimise/suunamise viga on 1 mm. Neist esimese väärtuse võib jagada arvuga $\sqrt{2}$, mis annab tsentreerimise

joonelise elemendi keskmise vea mõõdetava joone suunal (ekstreemsed vead on kas 0 mm või 1 mm).

- Välioludest tingitud viga on 1 mm.
- Šablooni asukoha märkimise kindlustamiseks kasutatakse harilikku pliiaatsit ehk kindlustamise veaks võib võtta 0,8 mm (vt tabel 1.1).

Kasutades valemeid 2.64 ja 2.65, on kirjeldatud eelduste korral nii X- kui ka Y-telje suunal (45° direktsiooninurga tõttu on need võrdsed) märkimistöö täpsuseks 4,1 mm (hinnang kehtib usaldatavuse tõenäosusega 68,3%). Seega on eelmainitud 4 mm täpsuse nõue enam-vähem saavutatav. Kuivõrd suurimaks veallikaks on hetkel orienteerimisel kasutatav joonelis-nurgaline vastulõige, võib uuesti eeldada, et see sooritati nüüd 1 mm täpsusega. Sellisel juhul tõuseb märkimistöö täpsus 4,1 mm pealt 2,9 mm peale. See näide illustreerib hästi, et instrumendi tsentreerimise/orienteerimise täpsus ehitusplatsi märkimisalusel punktidele mõjutab märkimistöö täpsust olulisel määral (joonelis-nurgalise vastulõike täpsust on lähemalt käsitletud jaotises 2.3).

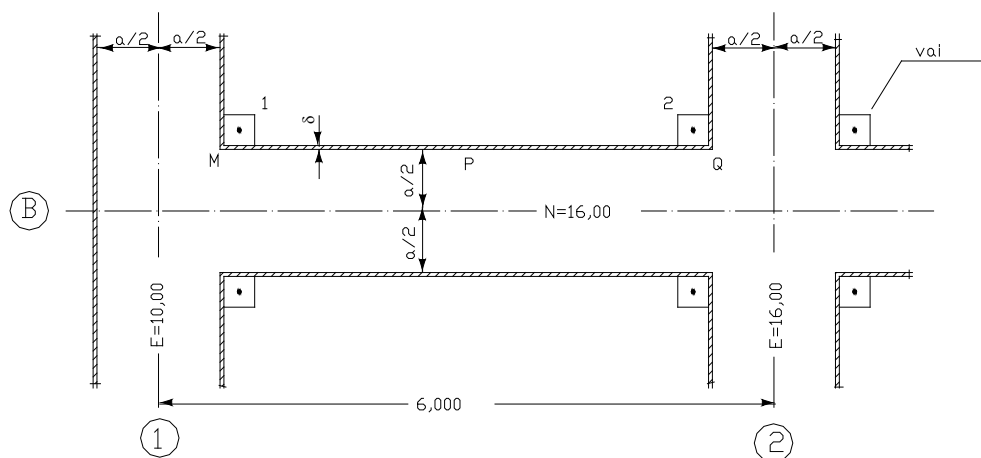
Kui ehitusel kasutatakse märktara, võib raketise detailid paigaldada märktara vastassektsioonide vahele pingutatud telje- ja servatraatide (või ehitusnööri) järgi, kus projitseerimiseks vundamendi tasandile kasutatakse ripploode (joonis 6.7 vasakpoolne jagu). Tänapäeval kehtib see enamasti küll vaid väiksemate (elu)hoonete ehitusel ja üldjuhul rakendatakse hoopis koordinaatmeetodil elektrontahhümeetriga mõõdistamist, millele saab läheneda kaheti.

1. Välja märgitakse raketise nurkmised toeaiad soovituslikult mõõtmetega 40×40 mm või 50×50 mm. Selleks tuleb esmalt arvutada (lähtudes plaanitava raketise mõõtmetest) toeaiade tsentrite koordinaadid. Näiteks joonisel 6.8 oleks vaia 1 koordinaatideks $N_1 = 16,00 + a/2 + \delta + l/2$ ja $E_1 = 10,00 + a/2 + \delta + l/2$, kus l on vaia laius. Toeaiad tuleb süvistada vertikaalselt ja kontrollida vaaderpassiga. See meetod võimaldab küll suurt täpsust, kuid on võrdlemisi tülikas. Teada on vaja laudade või inventaarsete kilpide paksust ja arvutustöö võib kujuneda ajamahukaks, kusjuures võimalik on ka vigade tekkimine arvutamisel. Lisaks võib kivise pinnase korral toeaiade süvistamine raskendatud olla.
2. Välja märgitakse vundamendi nurgad, mis kindlustatakse terasvarrastega (nt armatuurterase juppidega, mis sarruse valmistamisest üle jäävad). Vältimaks terasvarda nihkumist, on soovitatav terasvarda jaoks esmalt auk ette puurida. Korralikult tehes peab vundamendi nurkade märkimisele tagama piisava täpsuse ka killustikpadjale markervärviga kindlustamine, kui raketis paigaldatakse kohe pärast märkimist. Mõõdistuse ja kindlustamise summaarseks veaks (st juhuslike vigade summaks) võib IOCT P 58941-2020 järgi lubada 20 mm. Olenemata sellest, kas kindlustamine toimub terasvarrastega või ainult markervärviga, on soovitatav värviga näidata vundamendi kulgemise suunad ehitajate töö lihtsustamiseks (vt joonis 6.7, paremal).



Joonis 6.7. Vundamendi rajamine märktara telje- ja servatraatidelt ripputatud ripploodide abil (vasakul; Salmenperä, 1997) ning vundamendi nurkade ja suundade märkimine markervärviga (paremal).

Olenemata märkimistööle lähenemisest on soovitatav välja märgitud ja kindlustatud punktid vähemalt ühe täisvõttega uuesti üle mõõta. See annab kindluse väljamärgimise täpsuse suhtes ja vajadusel saab suurte tuvastatud vigade korral väljamärgimist täpsustada. Märkimist on soovitatav alustada kõige kaugemast punktist ning aegajalt tasub kontrollida ka instrumendi püsivust, milleks määratakse töö käigus ühele lähtepunktidest uued koordinaadid ja võrreldakse neid esialgsetega. Seda peaks tegema ka vahetult pärast instrumendi üles seadmist. Kui märkimine toimub mitmest seisust, tuleb järgnevast seisust mõõdistada paar eelnevast seisust märgitud punkti, et kontrollida, ega seisude vahel olulisi nihkeid ole.



Joonis 6.8. Raketise rajamine koordineeritud toevaiade abil, kus N, E on hoone struktuurvõrgu koordinaadid, a on vundamendi laius, raketise laudise projektikohane paksus on antud mm, M, P, Q on raketise kilpide otsad.

Vundamendi ja raketise kõrguse määravad ehitajad tööreeperilt ise, kasutades näiteks lasernivelliiri. Küll aga tuleks ehitusgeodeedil märkida ankrupoltide kõrgused. Siinkohal peab juhinduma normatiivist -5 mm ehk mõõdistusele tuleb tagada 2 mm täpsus. Hoopis otstarbekam on ankrupoldid kohe 10 mm kõrgemaks märkida, mispuhul jääb lubatavaks paigaldusveaks ± 15 mm, mida on palju lihtsam tagada kui -5 mm kuni $+25$ mm. Sellisel juhul võib öelda, et ka mõõdistusele tuleb tagada 2 mm täpsuse asemel hoopis 6 mm kõrguslik täpsus.

Siinkohal on taas asjakohane analüüsida saavutatavat täpsust, milleks võib püstitada järgmised eeldused.

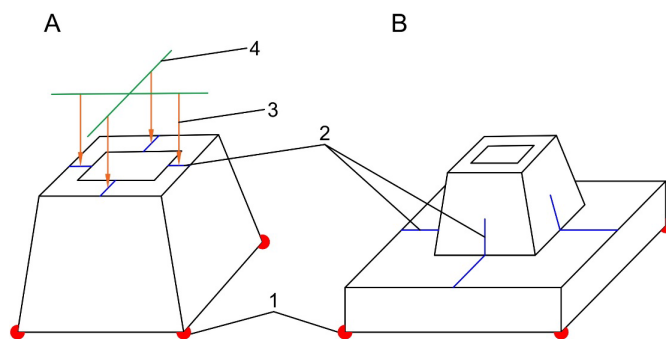
- Instrumendi horisontaalkaugus vundamendi kaugeimast punktist on 100 m ja suurim vertikaalnurk on (ülepingatult) 20° . Üldjuhul peaksid vertikaalnurgad olema minimaalsed, et vältida suurte prismale suunamise vigade tekkimist.
- Kasutatud elektrontahhümeetri valguskaugusmõõtu nominaalne täpsus on 2 mm + 2 ppm.
- Kasutatud elektrontahhümeetri nurgamõõtmise nominaalne täpsus on $2''$.
- Kuna tegemist on märkimistööga, siis pidevmõõtmise tõttu toimub mõõtmine ühe poolvõttega.
- Prisma tsentrile viseerimise/suunamise viga on 1 mm.
- Välistingimustest tingitud viga on 1 mm.
- Kompensaatori nominaalne täpsus on $1''$.

Kasutades valemit 2.66, on kirjeldatud eelduste korral trigonomeetrilise nivelleerimise kõrguskasvu täpsus 2,8 mm. Siia lisandub (juhuslike vigade liitmine) ka näiteks joonelis-nurgalise vastulõikega määratud instrumendi horisondi viga. Eeldades, et viimane on 1 mm (kõrguslik täpsus on tüüpiliselt parem kui plaaniline – vt jaotis 2.3), on trigonomeetrilise nivelleerimise täpsus 2,9 mm (hinnang kehtib usaldatavuse tõenäosusega 68,3%). Seega võib 2 mm täpsust olla keeruline saavutada, kuid 6 mm täpsus on igati realistlik. Suuremat täpsust kui 2,9 mm on tunduvalt lihtsam saavutada geomeetrilise nivelleerimisega, eriti kui mõõdistusel rakendatakse digitaalnivelliiri.

Enne betooni valamist võiks elektrontahhümeetriga kontrollida paigaldatud raketise asendit ja kõrgust, milleks mõõdistatakse raketise iseloomulikud punktid. Tüüpiliselt on nendeks raketise nurgapunktid. Kindlasti tuleb üle kontrollida ankrupoltide asend, kuna pärast betooni valamist võivad vea ankrupoltide asendis oluliselt raskendada ehitustööde jätku. Ankrupoltide omavaheliste kauguste kontrolliks on soovitatav kasutada terasruletti, mis tagab lühikestel pikkustel suurema täpsuse kui elektrontahhümeetriga määratud koordinaatide vahe.

6.5. Monteeritavate vundamentide märkimine

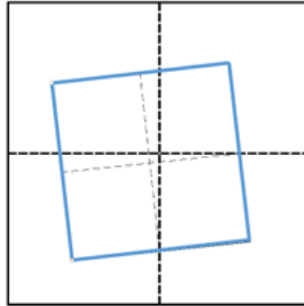
Monteeritav üksiku posti vundament koosneb üldjuhul ühest kannvundamendist (joonis 6.9A). Nõrgemate aluspinnaste korral moodustatakse ka liitvundamente, kus kannvundamendi alla paigutatakse üks või mitu vundamendiplaati (joonis 6.9B) või ka rostvärk. Märkimistöö täpsusnõuded sellisele vundamendile on samad, mis esitati jaotises 6.4. Märkimistööde ettevalmistamisel tuleb hoolega uurida ehitise vundamendi plaani ja lõikeid, sest näiteks hoone teljed ei pruugi läbida kannvundamentide tsentrit (eriti tööstushoonete puhul).



Joonis 6.9. Kannvundamendi (A) ja alusplaadi ning kannvundamendi (B) asukohtade märkimine. 1 – vundamendi nurkade märgid (maasse löödud terasvardad või naelad ehk marker-värvi märgid maapinnal); 2 – paigaldusjooned; 3 – vundamendi geomeetrilised teljed, mis ühildatakse ripploodidega (vundamendi nihutamisega); 4 – märktara teljetraadid.

Kannvundamendi paigaldamisel võib märkida selle pealispinnale paigaldamisjärgsete ehitise telgede paiknemise (st paigaldusjooned), misjärel saab kannvundamendi paika seada, kasutades selleks märktarale kinnitatud ehitise telgi markeerivatelt traatidelt riputatud ripploodide (vt joonis 6.9a nr 3). Tänapäeval rakendatakse sellist meetodit siiski vähe. Üldjuhul märgitakse koordinaatmeetodil välja hoopis vundamendi elementide kolm nurka, mis kindlustatakse terasvarraste, naelte või markervärviga (vt joonis 6.9 nr 1). Kui kindlustamine toimub naeltega, tuleb need kindlasti lisaks markervärviga tähistada. Terasvarraste kasutamine võib ehitajale ebamugav olla, kuna need võivad elementide paigaldamist segama jääda. Natukene täpsem, kuid tülikam meetod nõuab kahel suunal teodoliidi või elektrontahhümeetri ehitise telgede järgi tsentreerimist ja orienteerimist, misjärel rihitakse vundamendi element (nt kannvundament) paigaldusjoonte järgi paika, ühildades paigaldusjooned niitristiku vertikaalniidiga. Sellise meetodi ohuks on, et paigaldatud element võib pöördesse jääda, kuigi kahest suunast on see justkui täpselt paika rihitud (vt joonis 6.10).

Seetõttu tuleb kontroll teha igast neljast suunast. Paigaldusjooni on otstarbekas kasutada ka liitvundamentide rajamisel (vt joonis 6.9B). Aluse kõrgusliku ettevalmistamise teevad ehitajad ise, kasutades näiteks lasernivelliiri, kus lähtekõrgus saadakse tööreeperilt.



Joonis 6.10. Kahest suunast paigaldusjoonte järgi paika rihitud vundamendielemendi (sinine kontuur) võimalik jääkpööre. Jääkpööret ei teki kui instrumendiga ulatab vaadata vundamendi peale.

6.6. Vundamentide teostusmöödistamine

Vundamentide teostusmöödistamine tuleb teha elektrontahhümeetriga pärast pinnase mehhaniseeritud tagasitäidet, kuna see võib põhjustada nihkumisi. **Teostusmöödistuse käigus on plaaniliselt oluline möödistada:**

- lintvundamendi korral selle iseloomulikud nurgapunktid;
- kannvundamendi korral vundamendikannu nurgapunktid;
- sammasvundamendi korral samba nurgapunktid;
- ankrupoltide korral poltide tsentrid.

Ankrupoltide puhul võib suuna andmiseks määrata kahe poldi tsentrid, misjärel möödetakse terasruletiga kõikide poltide vahelised kaugused, kuna see tagab lühikestel pikkustel suurema täpsuse kui elektrontahhümeetriga määratud koordinaatide vahe. **Vundamentide kõrguste möödistamise võib jagada kaheks:**

- 1) teostusmöödistusele eelnev kontrollmöödistus, mille käigus märgitakse kõrgusmajakad, mis on vajalikud korrektsioonide tegemiseks;
- 2) teostusmöödistus, mille käigus möödistatakse
 - lintvundamendi korral selle kõrgus telgede lõikumiskohtades;
 - kannvundamendi korral kannu põhi ja vundamendi pealne kõrgus;
 - sammasvundamendi korral toepindade kõrgus;
 - ankrupoltide korral nende kõrgus.

Mis puutub sammasvundamentide toepindadesse, siis reguleeritava kõrgusega terastugiplaadil tuleb määrata selle kalded kahel ristuv suunal. Standard CII 70.13330.2012 sätestab teraspostide vahetul toetumisel kalde täpsuse 0,0007 ehk teostusmõõdistusele tuleb tagada kalde täpsus 0,00028 (ГОСТ Р 58941-2020 järgi 40% eeltoodud nõudest), mis 1 m toepinna korral tähendab nõutavat täpsust 0,2 mm üksikpunktile – saavutatav ainult kõrgtäpse digitaalnivelliiriga.

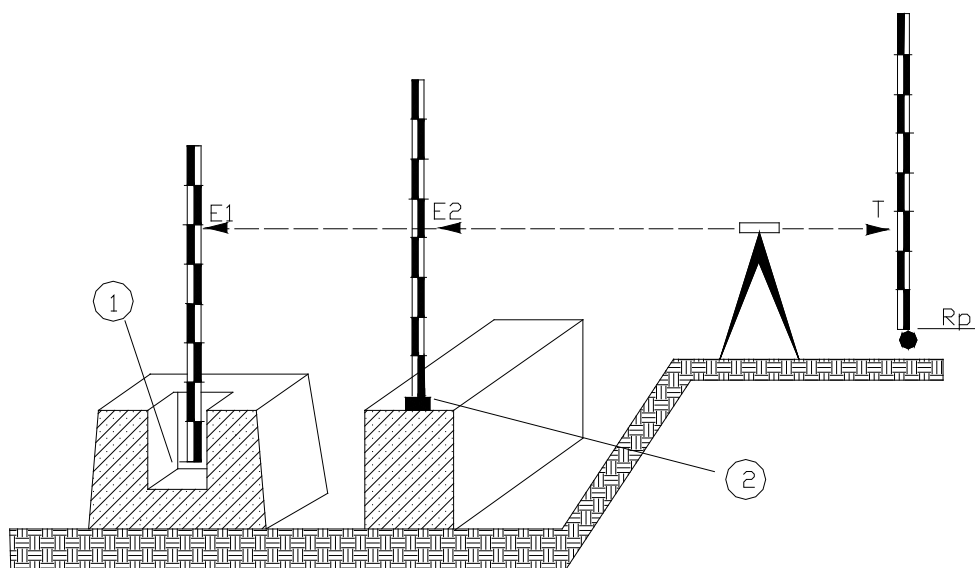
Ülejäänud elementide teostusmõõdistuse täpsus peab vastama 40% ehituslikest lubatud hälvetest, mida esitab jaotis 6.5. Siinkohal tasub analüüsida koordinaatide määramise täpsust, milleks võib võtta jaotise 6.5 eeldused (joonelis-nurgalisest vastulõikest tulenev viga on 3 mm) kahe erisusega:

- teostusmõõdistamine toimub ühe täisvõttega;
- teostusmõõdistamisele kindlustamise viga ei mõju.

Kasutades valemeid 2.64 ja 2.65, on kirjeldatud eelduste korral nii X- kui ka Y-telje suunal (45° direktsiooninurga tõttu on need võrdsed) teostusmõõdistuse täpsus 3,7 mm, mis on natukene rangem kui märkimistööl. Sarnaselt võib analüüsida trigonomeetrilise nivelleerimisega kõrgusmääramise täpsust, kus jaotisega 6.5 võrreldes on üks erisus - **teostusmõõdistamine toimub ühe täisvõttega**.

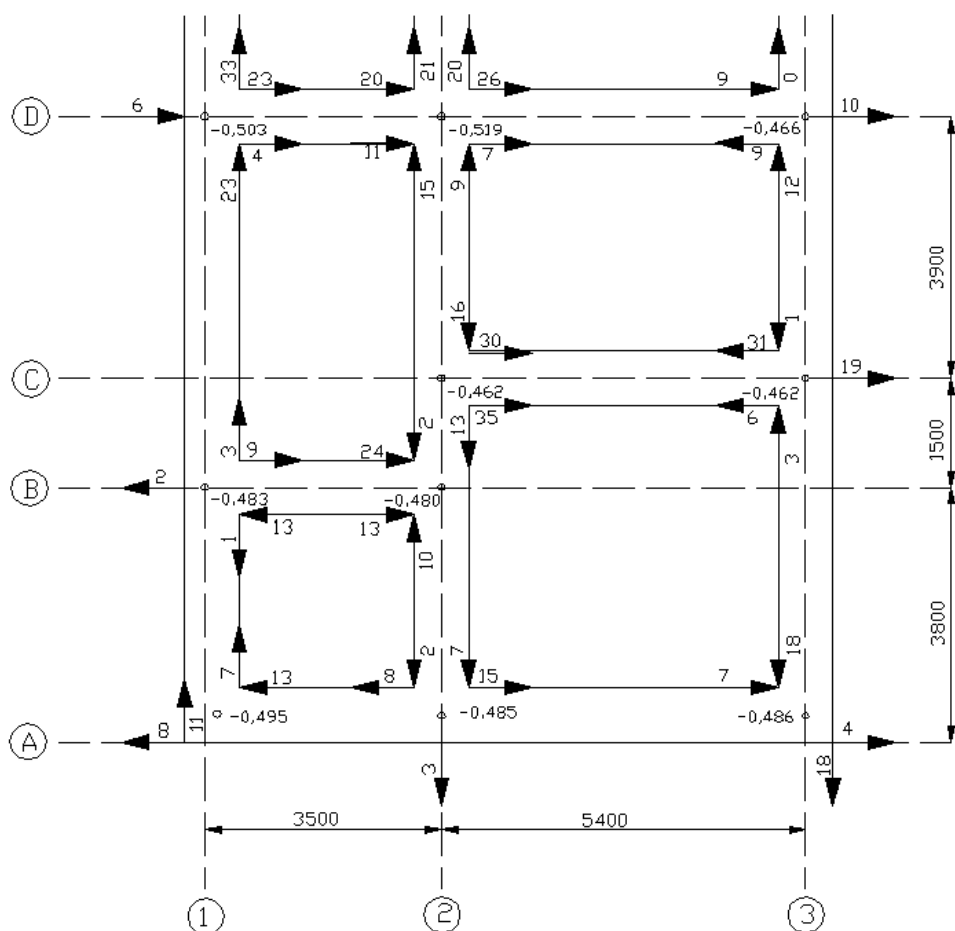
Kasutades valemit 2.66 ja lisades sellele instrumendi horisondi määramise vea (1 mm), on trigonomeetrilise nivelleerimise kõrgusmääramise täpsus 2,4 mm. Seega on elektrontahhümeetriga tagatav nõutud 4 mm plaaniline (ankrupoltide paiknemine) ja 6 mm kõrguslik (ankrupoltide kõrgus lähtudes jaotisest 6.5) täpsus. Ülejäänud teostusmõõdistuse täpsusnõuded (st teiste elementide mõõdistusel) on leebemad.

Nagu eespool mainitud, toimub vundamentide kõrguste mõõdistamine kahes etapis, millest esimest nimetatakse kontrollmõõdistamiseks ja selle tulemused teostusmõõdistamise järel esitatavate andmete hulka ei kuulu. Kui kontrollmõõdistamisel määratud vundamentide kõrgused on projektikohastest üle 5 mm madalamad, märgitakse vundamendikannu siseküljele joonmajakas, lint- või sammasvundamendile asetatakse aga kuni projektkõrguseni klots- või segumajakas (vt joonis 6.11). Segu- või klotsmajaka asemel võib kasutada ka lasernivelliiriga antud projekthorisonti (sisuliselt joonmajakas). Majakate või projekthorisondi kõrguseni kaetakse vundamendidetailid segukihiga. Kui esineb aga projektist kõrgemaid vundamendidetaile, võib autorijärelevalvega kooskõlastatult lugeda kõige kõrgema vundamendiosa kõrguse projektkõrguseks ja katta ülejäänud vundamendidetailid vastava pakusega tasandava segukihiga.

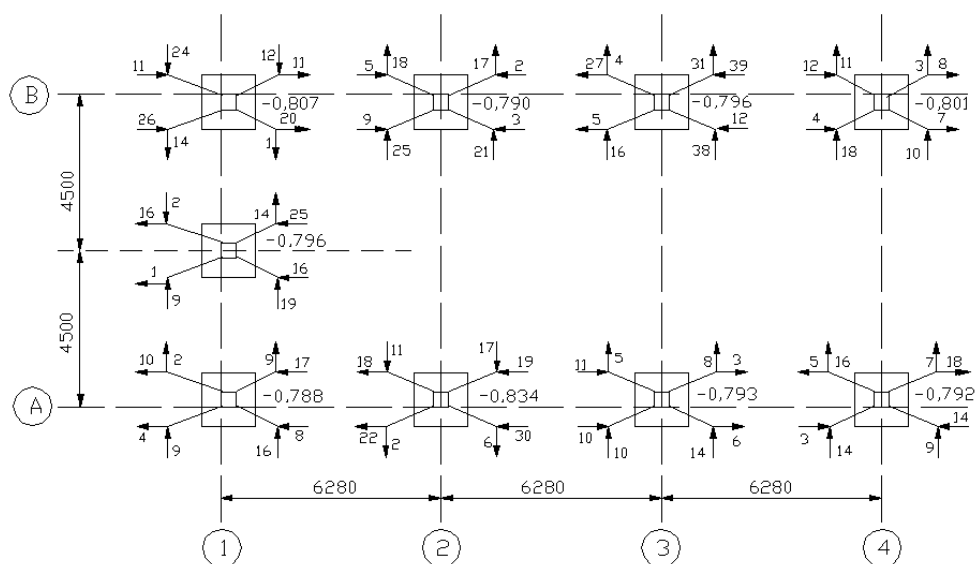


Joonis 6.11. Kõrgusliku joon- (1) ja klots- või segumajaka märkimine (2) geomeetrilise nivelleerimisega; $E = H_{Rp} + T - H_{pr}$, kus H_{pr} on projektkõrgus.

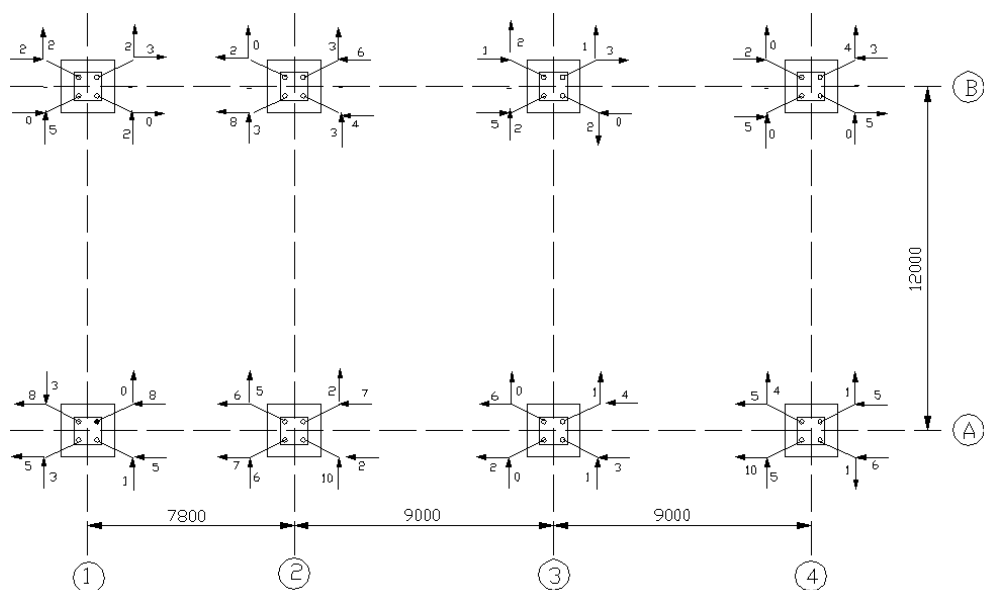
Teostusmõõdistamise tulemuste vormistamisel näidatakse teostusjoonisel hälbed projektist telgede suundadel. Lisaks tuleb näidata vundamentide ja ankrupoltide kõrgused, tüüpiliselt ehitise nullkõrguse suhtes. Näiteid teostusjoonistest esitavad joonised 6.12 (lintvundament), 6.13 (kannvundament) ja 6.14 (ankrupoltide asendid).



Joonis 6.12. Lintvundamendi teostusjoonis. Nooled näitavad vundamendi nurkade hälvete suunda ja suurust projektasenditest millimeetrites. Vundamendi kõrgused on antud hoone nullkõrguse suhtes meetrites, vundamendi projektkõrgus on $-0,500$ m.



Joonis 6.13. Kannvundamendi teostusjoonis. Nooled näitavad vundamendikannu nurkade hälvete suunda ja suurust projektasenditest millimeetrites. Kannude põhjade kõrgused on antud hoone nullkõrguse suhtes meetrites, kannude põhjade projekt kõrgus on $-0,800$ m.



Joonis 6.14. Ankrupoltide asendite teostusjoonis. Nooled näitavad ankrupoltide otsste hälvete suunda ja suurust projektasenditest millimeetrites.

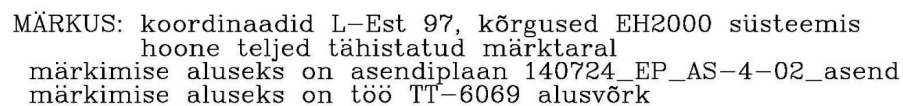
6.7. Telgede märkimine vundamentidele

Vundamentidele telgede märkimise eesmärk on orientiiride andmine vundamentidele toetuvate elementide (nt müüritise, sammaste või paneelide) montaažiks. Telgede asemel võib märkida ka näiteks laotavate müüride nurgapunktid, see tuleks ehitajaga läbi rääkida. Telgede märkimist (nagu teostusmöödistamist) ei tohiks teha enne pinnase mehhaniseeritud tagasitäidet vundamendikaevikusse (eriti monteeritavate vundamentide korral). Märkimise täpsusnõuded tulenevad vastavale vundamendile rajatava konstruktsiooni tüübist ja sellele esitatavatest nõuetest, mida käsitletakse õpiku järgmistes osades. Üldjuhul on need täpsusnõuded ranged, mistõttu tuleb märkimiseks kasutada elektrontahhümeetrit (tüüpiliselt koordinaatmeetodil) ja punktide kindlustamise võiks teha näiteks peene otsaga markeri või hariliku pliiatsiga. Kontrolliks on soovitatav välja märgitud ja kindlustatud punktid vähemalt ühe täisvõttega uuesti üle mõõta. Pärast kontrolli võib ehitaja soovil märgitud punktidesse puurida ka augud, kuhu saab paigutada naelad, millelt veetakse ehitusnõör ehitustööle suuna andmiseks. Märgitud punktid tuleks tähistada markervärviga (joonis 6.15; tagasitäidet pole tehtud. Kuna esitatud näites toimus see küll liivaga aga alles pärast müüritise ladumist, mis oli ikkagi riskantne).



Joonis 6.15. Lintvundamendile hariliku pliiatsiga märgitud müüritise nurgapunktid, mis on omakorda markervärviga esile tõstetud.

Töö kohta koostatakse märkimistööde akt, vt näidist joonisel 6.16.



166

Peatükk 6 kontrollküsimused

1. Milline on vundamentide liigitus valmistamisviisi ning kuju ja gabariitide järgi?
2. Millised on märktara kaks põhitüüpi konstruktsiooni järgi?
3. Kuidas tagada, et märktara oleks hoone telgedega paralleelne?
4. Telgede markeerimistraadi läbipainde vähendamiseks kaaluti traadi otskinnituste vahekauguse või traadi läbimõõdu kahekordset vähendamist. Kumba teha?
5. Millised on rostvärkide ja vaiade liigid?
6. Mis on vaia vaste ja kuidas seda määrata?
7. Mis võib rammvaiaga püdelas pinnases juhtuda?
8. Mis eesmärgi täidavad kontrollmõõdistamised vundamentide rajamisel?
9. Vundamendi kõrguslikuks hälbeks lubatakse ± 20 mm. Mis on teostusmõõdistamise nõutav mõõdistustäpsus?
10. Millal võib teha vundamentide teostusmõõdistamist ja neile telgede märkimist?

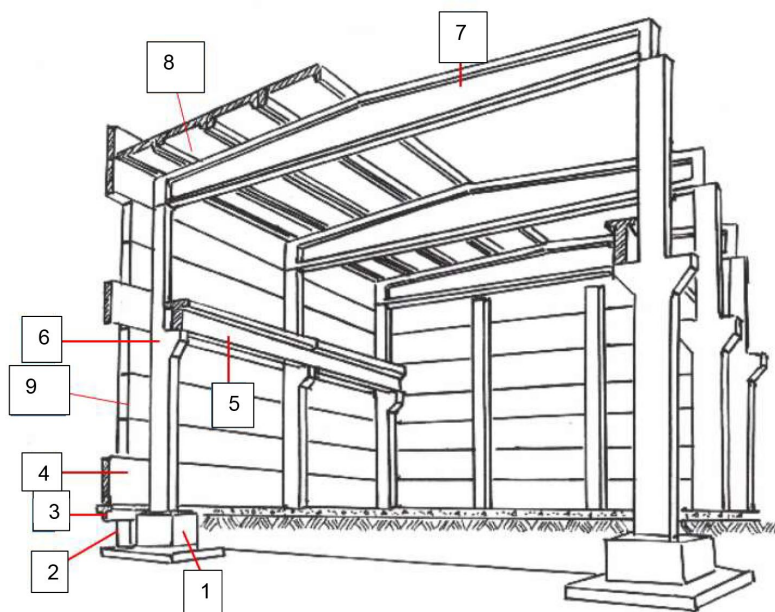
III OSA:

EHITUSGEODEETILISED TÖÖD ÜHEKORRUSELISTE TÖÖSTUS- JA LAOHOONETE E HITUSEL

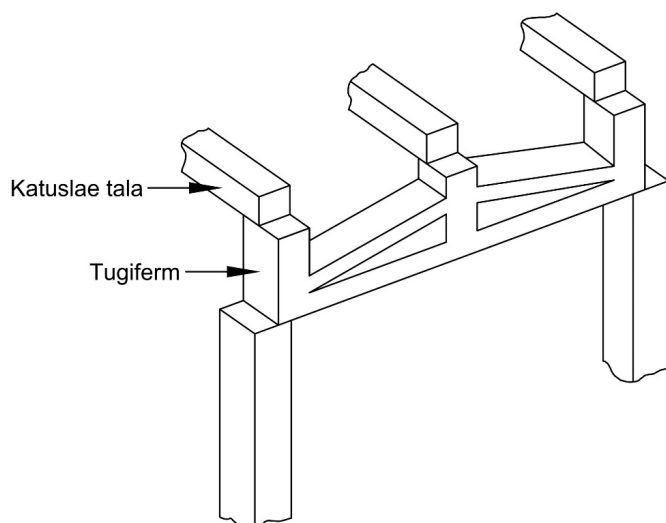
7. Ühekorruseliste tööstus- ja laohoonete konstruktsioon

Erinevalt varasemast kasutatakse tänapäeval tellistest või ehitusplokkidest laotud isekandvaid seinu ühekorruseliste tööstus- ja laohoonete ehitusel suure töömahukuse tõttu vähe. Tänapäeval on selliste hoonete vertikaalseteks kandevelementideks raudbetoon- või teraspostid. Postide külge monteeritud paneelidest välisseinad on mittekandvad. Mõningatel laorajatistel (kui seal ladustatud materjal ei karda väliolusid) puuduvad välisseinad ja vahel ka katus sootuks. Seinte ja katuse raajatisi, mis koosnevad ainult kandevepostidest ja taladest, millele paigutatud rööbasteel sõidab sild- või talakraana, nimetatakse kraanaestakaadideks.

Tööstus- ja laohoonete katuslagesid kannavad üldjuhul sõrestiktalad ehk fermid või laetalad, mis toetuvad ridadena paigutatud postipaaride ülaotstele (vt joonis 7.1). Postide vahekaugust reas (sageli 3, 6 või 12 m) nimetatakse posti sammuks. Kui posti samm on pikk (nt 12 m), siis toetuvad postide rea naaberpostidele sageli tugifermid, millele omakorda toetuvad ristsuunas katuslage kandvad fermid või laetalad (vt joonis 7.2). Kahe postirea vahel paiknevat (üldjuhul laiusega 12, 18 või 24 m) piklikku hooneosa nimetatakse lööviks (vaadet kujutab joonis 7.1) ja selle äärmiste telgede vahekaugust löövi sildeks. Tüüpiliselt võib üks hoone olla moodustatud mitmest kõrvuti asetsevast löövist. Kuni 5 tonniste koormuste löövisiseseks transpordiks projekteeritakse enamasti fermide alumiste vööde külge kinnitatud taladel liikuv rippkraana. Suuremate koormuste transpordiks on aga tavapärasem projekteerida postide konsoolidele toetuvatele kraanataladele asetatud rööbastel sõitev sild- või talakraana.



Joonis 7.1. Tööstushoone löövi vaade: 1 – kannvundament, 2 – vundamenditala kandeplokk, 3 – vundamenditala, 4 – soklipaneel, 5 – kraanatala, 6 – konsooliga kandevpost, 7 – laetala (võib kasutada ka ferme), 8 – katuslae paneel, 9 – seinapaneel.



Joonis 7.2. Tugifermidele toetuvad katuslae talad; talade asemel võib kasutada ka ferme.

Hoone või löövi põiksuunaline jäikus tagatakse postidest, fermidest ja taladest moodustuvate raamide abil. Pikisuunalise jäikuse annavad postidevahelised diagonaalsidemed (nt terasest), kraanatalad ja teatud määral ka seinapaneelid. Postide vertikaalsuse teostusmöödistamist ei tohi sooritada enne kõigi projektikohaste montaažisidemete tegemist, mispuhul on saavutatud hoone maksimaalne kahesuunaline jäikus. Vastasel korral võivad postide vertikaalsuunalised asendid pärast teostusmöödistamist veel muutuda. Enne projektikohaste sidemete tegemist sooritatud möödistust võib nimetada kontrollmöödistuseks, mis ei ole lõplik. Kui kontrollmöödistuse tulemused (st ka postide rihtimistulemused) viitavad, et postide hälbed on standardite piires, siis on ülejäänud ehituselementide paigaldus nõutava täpsusega võrdlemisi lihtne. Seetõttu taanduvad ehitusgeodeetilised tööd ühekorruseliste tööstus- ja laohoonete ehitusel suuresti just postidega seotud töödele.

Karkassehitiste vastupidavuse geomeetriliseks tingimuseks on, et põhiliste vertikaalsete kandekonstruktsioonide, eeskätt postide hälbed jääksid vertikaalsuunast ja projektasenditest standardite piiresse. Hälbed vertikaalsuunast mõjutavad karkassi vastupidavust nii otseselt kui ka kaudselt, sest hälbed vertikaalsuunast võivad põhjustada ka hälbeid projektasenditest. Viimased vähendavad horisontaalsete kandekonstruktsioonide (fermide, talade ja paneelide) toepindasid. Lisaks mõjuvad mitte sirges reas asuvad postid ebaesteetiliselt, vähendades ehitise kaubanduslikku väärtust.

Arvestama peab ka välistegurite mõjuga, mis võivad põhjustada erinevusi teostusmöödistusel fikseeritud väärtustest. Soojavarustusega hoonete korral võivad hälbed vertikaalsuunast perioodiliselt muutuda temperatuuri ööpäevaste ja hooajaliste kõikumiste mõjul. Vertikaalsuunaliste hälvete suurenemist võivad põhjustada näiteks ebaühtlane vajumine, tuule ja transpordivahendite tekitatud vibratsioon ning ligidased vaia- ja lõhketööd. Eeltoodud tegurite tõttu võivad staatika arvutuste alusel ohutuks hinnatud ülenormatiivsed hälbed suurened ja põhjustada edaspidi avariiohtlikke olukordi. **Seetõttu tuleb ülenormatiivsete hälvetega ehitatud hoonetele teha vähemalt esimestel kasutusaastatel deformatsioonide vaatlusi.**

7.1. Ehitusgeodeetiliste tööde ülevaade

Monteeritavate karkassehitiste rajamisel on ehitusgeodeetiliste tööde põhiülesanneteks:

- postide vertikaalsuse ning projektikohaste asendite ja kõrguste tagamine, kasutades selleks täpseid märkimistõid ja postide instrumentaalset rihtimist;
- usaldusväärsete andmete saamine postide lõplike (st eksploatatsiooniaegsete) asendite kohta teostusmöödistustega.

Põhilised detailsed märkimistööd postide montaažiks tasub teha paralleelselt vundamentide teostusmöödistusega (jaotis 6.6). Pärast telgede märkimist vundamentidele (jaotis 6.7) paigaldatakse postid (raudbetoonpostid vundamendikannudesse ja teraspostide jalgade avad ankrupoltidesse) ning ühildatakse postide alumiste lõigete geomeetrilised teljed märktelgedega vundamentidel, misjärel rihitakse postid instrumentaalselt vertikaalseks. Enamasti tegeleb postide paigaldamisega objekti tehniline personal. Kui postid on betoneeritud (nimetatakse ka monoliitimiseks) vundamendikannudesse või ankrupoldid kinnitatud, tuleb teha postide kõrguste ja alumiste lõigete teostusmöödistamine. Viimase korral määratakse postide alumiste lõigete hälbed projektasenditest. Enne fermide ja talade montaaži tuleks teha postide vertikaalsuse kontrollmöödistamine, mis peab tuvastama, kas järgnevalt monteeritavate ehituselementide toepinnad on lubatu piires.

Ehitustööde edasine järjekord ja sellest tulenev geodeetiliste tööde järjekord võib praktikas erineda. Näiteks monteeritakse pärast postide montaaži fermid, talad ja välisseinapaneelid, millele järgnevad ehitusgeodeetilised tööd on

- postide vertikaalsuse teostusmöödistamine;
- kraanatalade märkimine;
- kraanatalade teostusmöödistamine ja kraanarööbaste märkimine (pärast talade montaaži);
- kraanarööbaste teostusmöödistamine (pärast rööbaste montaaži).

Teisel juhul monteeritakse kraanatalad enne katuslae ferme/talasid, mis üldjuhul ei ole soovitatav, kuna puudub hoone põikjäikus (st pärast montaaži võib muutuda kraanatalade vahekaugus), aga niimoodi on oluliselt lihtsam kraanatalasid paigaldada. Kraanaestakaadidel, mille massiivsemad vundamendid tagavad postide stabiilsuse, tehakse pärast postide montaaži nende kontrollmöödistamine ja teostusmöödistamine toimub pärast kraanatalade montaaži, kuid enne kraanatalade teostusmöödistust.

Peatükk 7 kontrollküsimused

1. Mida nimetatakse posti sammuks, tugifermiks ja lööviks?
2. Millega tagatakse karkasshoone põik- ja pikisuunaline jäikus?
3. Millal tohib teha karkasshoone postide vertikaalsuse teostusmöödistamist?
4. Mis on ehitusgeodeetiliste tööde põhiülesanded monteeritavate karkassehitiste rajamisel?
5. Kirjelda ühekorruseliste tööstus- ja laohoonete rajamise tööde järjekorda.

8. Raudbetoonpostide montaaž

Kui normdokumenti ei ole projektis täpsustatud, võib raudbetoonpostide korral lähendada standardist EVS-EN 13670:2010, mis sätestab järgmise:

- posti lubatav kõrvalekalle vertikaalsuunast (võrreldakse posti alumist ja ülemist lõiget) on
 - posti kõrgusel kuni 10 m kas 15 mm või $h/400$ mm (valitakse neist suurem);
 - posti kõrgusel üle 10 m kas 25 mm või $h/600$ mm (valitakse neist suurem),
- kus h on posti kõrgus millimeetrites;
- posti lubatav hälvimine abipidejoonest (teljest) on ± 25 mm;
- naaberpostide vahekauguse lubatud hälve on ± 20 mm või $\pm l/600$ mm (valitakse neist suurem, kuid ei lubata üle 60 mm), kus l on naaberpostide vahekaugus millimeetrites.

Kui geomeetrilise hälbe kohta on esitatud erinevaid nõudeid, siis rakendub neist rangeim (ei kehti loetelus olnud märkuse „valitakse neist suurem“ kohta).

Siinkohal on asjakohane eeltoodud nõudeid natukene tõlgendada. Eeldades juhuslikke vigu, arvestades ühe posti lubatud hälbeks abipidejoonest terve posti ulatuses ± 25 mm, ning et lubatud hälve vertikaalsuunast on 15 mm, on posti lubatud hälve selle alumises lõikes $\sqrt{25^2 - 15^2} = \pm 20$ mm. Lähtudes peatükk 1 arutelust (TOCT P 58941-2020), on posti märkimistöö ja teostusmõõdistamise nõutav täpsus seega 8 mm (ehk 40% ehituslikust lubatud hälbest). Kuivõrd posti vertikaalseks rihtimine ei sõltu oluliselt ehitusplatsi märkimisaluselt, võib siin eeldada 16 mm täpsust (TOCT P 58941-2020 järgi märkimistöö täpsus ehk 80% ehituslikust lubatud hälbest).

Võib vaadelda ka teist näidet. Eeldades juhuslikke vigu ning arvestades naaberpostide vahekauguse lubatud hälvet ± 20 mm, võiks lubada ühe posti hälbeks abipidejoonest $20/\sqrt{2} = \pm 14$ mm. Kuna posti hälve abipidejoonest sõltub nii hälbest alumises lõikes kui ka hälbest vertikaalsuunast (st kombineerituna posti ülemise lõike hälve abipidejoonest), siis võrdmõju printsiipi eeldades oleks kummagi hälbe lubatud väärtus $14/\sqrt{2} = \pm 10$ mm. Teisisõnu: eeldades, et ülemise lõike lubatud viga on ± 14 mm, saame alumise lõike lubatud veaks ± 10 mm, võttes arvesse hälvet vertikaalsuunast. Lähtudes jällegi peatükk 1 arutelust (TOCT P 58941-2020), on posti märkimistöö ja teostusmõõdistamise nõutav täpsus antud juhul 4 mm (ehk 40% ehituslikust lubatud hälbest). Meenutades jaotiste 6.4 ja 6.6 täpsushinnangute analüüsi mõõdistusele elektrontahhümeetriga (hinnangud umbes 4 mm olid antud usaldatavuse tõenäosusega 68,3%), võib sellist täpsust olla keeruline saavutada. Seega tuleb ehitusplatsi märkimisaluselt rajamisele ja mõõdistustööle läheneda rangelt. Sarnaselt eelmise näitega võiks rihtimisele eeldada 8 mm täpsust (ehk 80% ehituslikust lubatud hälbest), mis ei tohiks probleeme tekitada.

8.1. Mõõdistusmeetodid

Postide vertikaalsuse mõõdistamisel võib kasutada

- klassikalist projitseerimismeetodit;
- posti alumise ja ülemise lõike horisontaalkauguste (instrumendi suhtes) võrdlemist;
- nihkemeetodit (ka *offset*-meetod);
- staatilist laserskaneerimist.

Nihkemeetod ja laserskaneerimine võimaldavad peale posti vertikaalsuse määrata ka selle alumise ja ülemise lõike plaanilist asendit.

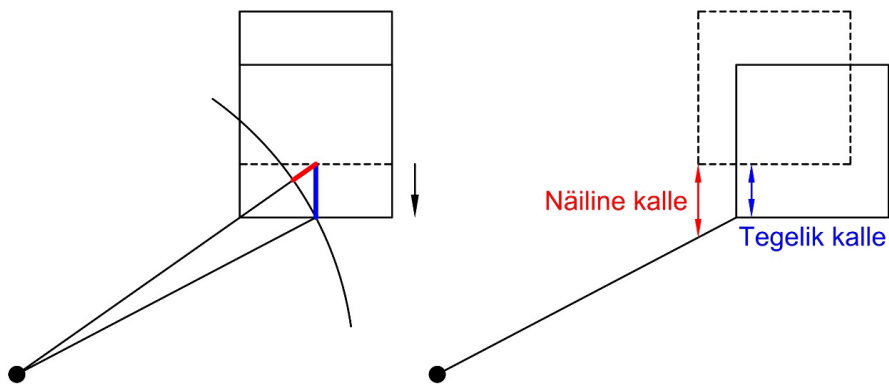
Projitseerimismeetodi kasutamisel posti vertikaalsuse määramiseks viseeritakse esmalt mõõdistatava posti ülemisse lõikesse ja ühildatakse teodoliidi või elektronahhümeetri vertikaalniit posti servaga. Seejärel kinnitatakse instrumendi horisontaalringi kinnituskruvi (kinnituskruvita instrumenti projitseerimise meetodi kasutamiseks rakendada ei ole soovitatav) ning viseeritakse posti alumises lõikes vastu posti asetatud joonlauale ja võetakse sellelt posti vertikaalsuunalist hälvet kirjeldav lugem. Posti rihtimisel toimitakse vastupidi: esmalt viseeritakse posti alumise lõike servale, kinnitatakse horisontaalringi kinnituskruvi ja seejärel viseeritakse ülemisse lõikesse, pärast mida nihutatakse post ülaseriv niitristiku vertikaalniidi järgi paika.

Projitseerimismeetodi täpsus sõltub ennekõike instrumendi asukohast mõõdistatava posti suhtes, kuna arvestama peab mõõdistusparallaksiga (st instrument ei pruugi olla suunatud täpselt servale, kuigi visuaalselt justkui on), mis tekib, kui viseerimisjoon on kaldu posti servajoone suhtes ja post on kaldu viseerimisjoone suunal (vt joonis 8.1). Seetõttu peaks instrument olema ligikaudu ühel joonel mõõdistatava posti servaga, et vältida parallaksist tulenevat viga. Lisaks mõjutab saavutatavat täpsust posti serva võimalik kõverjoonelisus/faasitus, mida saab samuti minimeerida eelmainitud seisupunkti valikuga. Väiksemal määral mõjutab saavutatavat täpsust instrumendi kompensatori või loodimise viga, aga ka pikksilma suurendusest ja sellega seotult joonlaua lugemi määramisest tulenevad vead. Viimast kahte võib väikestel kaugustel pidada tühisteks. Tööd tuleb teha täisvõttega, kuna sellisel juhul taanduvad kollimatsooniviga ja inklinatsiooniviga tulemustest välja.

Üldjuhul võib projitseerimismeetodit pidada eelloetletud meetoditest täpseimaks. Näiteks demonstreeris Pärna (2017) katsemõõtmistega, et saavutatav on 0,9 mm täpsus (standardhälve). Küll aga on meetodi nõrkadeks kohtadeks kahe mõõdistaja vajadus ja see, et vertikaalsust saab määrata ainult ühes suunas, mistõttu on mõõdistusseisusid rohkelt. Teisalt ei vaja meetod instrumendi orienteerimist ja seega saab mõõdistada vabalt valitud sobivates kohtades.

Märksa mugavam meetod on posti **alumise ja ülemise löike horisontaalkauguste võrdlemine**, mis vajab elektrontahhümeetri kasutamist. Selle meetodi täpsust mõjutab samuti instrumendi asukoht mõõdistatava posti suhtes, aga tähtis on ka instrumendi nominaalne täpsus (eriti valguskaugusmõõduri oma). Suurim võimalik veakomponent tuleneb laserimpulsi langemisnurgast postile, kus mõjuvad nii laserimpulsi hajuvus kui ka mõõdistusgeomeetria. Kuna võrreldakse ühest seisust mõõdistatud horisontaalkauguseid, võib juhtuda, et hajuvuse veakomponent taandub välja, kuid see asjaolu tuleb konkreetse instrumendi jaoks esmalt empiiriliselt kindlaks teha. Kui hajuvuse veakomponent välja ei taandu, siis tuleb arvestada, et langemisnurdade korral üle 60° hakkab mõõdistustäpsus oluliselt vähenema (Saarik, 2014). Langemisnurgad kuni umbes 30° ei avalda tähelepanuväärset mõju.

Mõõdistusgeomeetriast tulenevat veakomponenti illustreerib joonise 8.1 vasakpoolne osa. Suurte laserimpulsi langemisnurdade korral võib määratav alumise ja ülemise löike horisontaalkauguste vahe suuresti (väga suure langemisnurga korral üle kahe korra) erineda posti tegelikust vertikaalsuunalisest hälbest. Seetõttu ei tohiks seda meetodit kasutades langemisnurgad päris kindlasti ületada 30° . Sellisel juhul piirdub geomeetriast tulenev viga umbes 15% vertikaalsuunalisest hälbest ehk kuni 10 m posti suurima lubatud 15 mm hälbe korral on 30° langemisnurgaga geomeetriast tulenev viga kuni umbes 2 mm. Alla 30° langemisnurga korral ei tohiks olulisi probleeme tekitada ka laserimpulsi hajuvusest tulenev viga.



Joonis 8.1. Mõõdistusgeomeetriast tulenevad veakomponendid. Vasakpoolsel joonisel alumise ja ülemise löike horisontaalkauguste võrdlemine annab posti vertikaalsuunaliseks hälbeks (posti kalde suunda näitab must nool) punase joonega kujutatud väärtuse, kuid posti tegelikku vertikaalsuunalist hälvet illustreerib sinine joon. Nende erinevus on mõõdistusel tehtav geomeetriline viga. Parempoolne joonis näitab parallaxi vea geomeetriat.

Katseliselt näitas Pärna (2017), et horisontaalkauguste vahe meetodiga on saavutatav 1,7 mm täpsus (standardhälve). Kasutatud instrument oli Trimble S6 ja mõõdistati raudbetoonposte. Siinkohal tuleb lisada, et valguskaugusmõõduri täpsus oleneb suuresti ka mõõdistatavast ehitusmaterjalist, mida on uurinud Reimann (2017), kasutades samuti elektrontahhümeetrit Trimble S6. Suurimat mõõdistustäpsust võimaldavad selle uuringu põhjal metallpinnad kauguse mõõtmise keskmise ruutveaga 0,7 mm. Betooni puhul olid keskmise ruutvea hinnangud 1–2 mm, mis ühtib hästi Pärna (2017) tulemusega. Teiste ehitusmaterjalide korral võivad vead ulatuda isegi kuni 6 mm. Selle veakomponendi mõju saab vähendada, suurendades kordusmõõtmiste arvu.

Sarnaselt projitseerimismeetodiga saab ka horisontaalkauguste vahe meetodiga postide vertikaalsust määrata ainult ühes suunas, mistõttu on mõõdistusseisusid ka selle meetodi kasutamisel rohkelt. Teisalt ei vaja ka see meetod instrumendi orienteerimist. Otstarbekaks võib osutuda nende kahe meetodi kombineerimine, kus horisontaalkauguste vahe meetodiga saab määrata instrumendisüunaalse posti hälbe vertikaalsuunast ning projitseerimismeetodiga ristsuunas oleva hälbe. Siinkohal peab jällegi arvestama, et projitseerimismeetodi kasutamine vajab horisontaalringi kinnituskruvi.

Nihkemeetodi korral mõõdetakse elektrontahhümeetriga esmalt posti kaugus, viseerides võimalikult lähedale posti servale, misjärel määratakse horisontaalnurk servale täpselt viseerides. Pärast mõõtmist arvutab instrument serva koordinaadid, mis eeldab, et elektrontahhümeetril on olemas vastav mõõdistusprogramm. Eeltoodust tulenevalt mõjutavad nihkemeetodi täpsust nii projitseerimismeetodiga kui ka horisontaalkauguste vahe meetodiga seotud asjaolud, nagu elektrontahhümeetri nominaalne täpsus, laserimpulsi langemisnurk (hajuvuse seisukohast), mõõdistusparallelsus, posti serva võimalik kõverjoonelisus/faasitus ja mõõdistatava pinna eripärad. Küll aga ei tule arvestada laserimpulsi langemispurga võimaliku geomeetriaveaga (nagu illustreerib joonis 8.1), kuna vertikaalsuse määramisel ei võrrelda horisontaalkauguseid, vaid koordinaate. Võimalus määrata posti serva koordinaadid (st leida saab nii piki- kui ka põiksuunalise vertikaalsuse) tähendab ka seda, et vajalikke mõõdistusseisusid on vähem kui projitseerimis- või horisontaalkauguste vahe meetodi kasutamisel.

Pärna (2017) näitas, et nihkemeetodiga võib saavutada 1,4 mm täpsuse (standardhälve). See täpsushinnang kehtib suhtelisele mõõdistusele ehk võrreldakse ainult posti alumise ja ülemise lõike koordinaate. Seega võib nihkemeetodit vertikaalsuse mõõdistamisel kasutada juhuslikus süsteemis. Küll aga võimaldab nihkemeetod ka posti alumise ja ülemise lõike plaanilise asendi määramist. Sellisel juhul tuleb instrument orienteerida ehitusplatsi märkimisaluse punktide järgi ehk lisandub vastav orienteerimisviga.

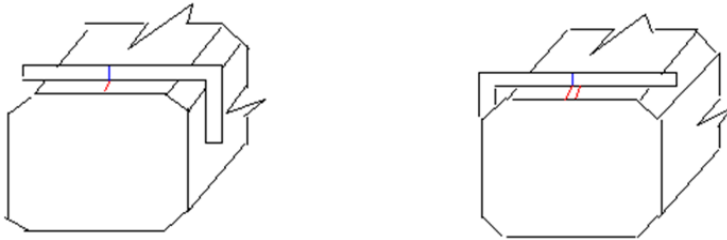
Neljas meetod on **staatiline laserskaneerimine**, mis võimaldab postidest mõõdistada tervikpunkt pilve. Täpsust mõjutavateks teguriteks on laserskanneri nominaalne täpsus, laserimpulsi langemisnurk (hajuvuse seisukohast) ja mõõdistatava pinna eripärad. Samuti mõjutab saavutatavat täpsust andmetöötluse meetod. Näiteks Pärna (2017) sai täpsushinnanguks 1,8 mm (standardhälve). Antud juhul lõigati postide punkt pilveosadest nii alumises kui ka ülemises lõikes välja umbes 10 cm paksune riba, mille põhjal konstrueeriti arvutijoonestustarkvaraga posti servapunktide asukohad. Kuivõrd laserskaneerimine peaks tagama enam-vähem ühtlase punkt pilve täpsuse ja punkt pilve vead võib lugeda juhuslikeks, on parameetrilise modelleerimisega saavutatav ka millimeetrist parem täpsus. Sisuliselt tähendab parameetrilise modelleerimise seda, et punkt pilve järgi dimensioneeritakse ja sobitatakse paika (nt vähimruutude meetodil) näiteks ristkülik (olenevalt posti tüübist), mille põhjal saab määrata lõikeid ja posti vertikaalsuse.

Erinevalt eelmisest kolmest meetodist on staatilisel laserskaneerimisel isiklike vigade mõju üldjuhul tühine. Võrreldes nihkemeetodiga on vajalike seisude arv reeglina enam-vähem sama (või natukene väiksem). Kui punkt pilv georefereerida, saab nihkemeetodiga sarnaselt määrata ka postide alumiste ja ülemiste lõigete plaanilised asendid. Laserskaneerimine võimaldab kiiremat välitööd (sõltub suuresti instrumendist – vt jaotis 3.3) kui eelnevad kolm meetodit, kuid andmetöötlus on oluliselt aeganõudvam. Staatilise laserskaneerimise põhimõtteid käsitleb lähemalt peatükk 21.

8.2. Postide rihtimine

Enne postide paigutamist vundamentidele või kannudesse peavad nende toepinnad olema rihitud projektkõrgusele (vt nt joonis 6.11). Soovitav on enne mõõta ka postide pikkused, sest standarditega lubatud vead postide pikkuses on sarnases suurusjärgus lubatud kõrgushälvetega. Kui postide pikkused mõõdab ja hilisema teostusmõõdistamise teeb sama ehitusgeodeet või geodeesiafirma, siis postide pikkuste mõõtmise ajal võib teha postide külgedele märgid, mis jääksid vundamentide pealispindadest vähemalt pool meetrit ülespoole. Märkide hilisem nivelleerimine lihtsustab suuresti postide kõrguste teostusmõõdistamist, kus nivelleeritud kõrgustele lisatakse varem määratud postide ülaotste kaugused märkidest. Teades vundamentide teostusjoonise andmeid, võib asetada kõrgematele toepindadele lühemad postid ja vastupidi. Lisaks tasub enne paigaldamist märkida postidele nende geomeetrilised teljed. Faasitud servadega posti geomeetriliste telgede määramisel tuleb kasutada nurgikut (joonis 8.2), kusjuures rihtimisel kasutataksegi ainult teljemärke. Ümararistlõikega postide korral tuleb lähtuda kahel ristuväl poiksiunal olevatest paigaldusjoontest, millega tuleks ühildada postide puutujad. Samuti peab arvestama, et raudbetoonposti küljed, mis olid selle valamise ajal vormi põhja ja külgede vastas, on

üldjuhul siledad ning nendevahelised servad on sirged ja kantis, kuid pealmine külg võib jääda ebatasaseks ning sellega külgnevad servad ei pruugi olla täpselt välja-
peetud.



Joonis 8.2. Faasitud servadega posti geomeetrilise telje määramine nurgikuga; lähtuda tuleb kahelt suunalt määratud märkide keskmistatud märgist.

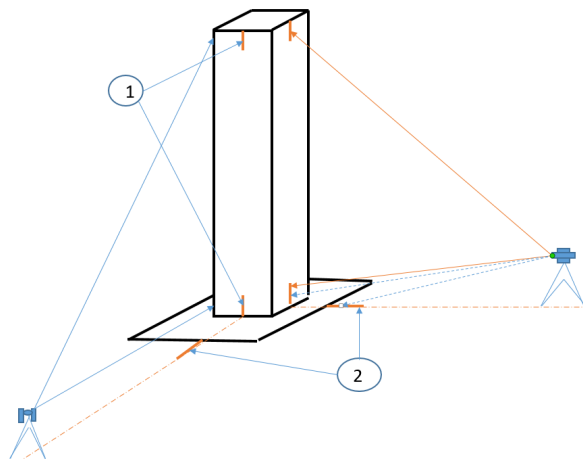
Enne postide rihtimist tuleb teha järgmised instrumendi ja tarvikute kontrollid.

- Statiivi pea ja kingad ning instrumendi tõstekruvid ei tohi logiseda.
- Instrumendi vertikaaltelg ja horisontaalringi vesiloodi telg peavad olema risti. See tähendab, et instrumendi pööramisel 180° ümber vertikaaltelje ei tohi vesiloodi mull eemalduda keskasendist üle 0,5 jaotise. Elektrontahhümeetri kasutamisel tuleb lähtuda elektroonilisest loodist.
- Kontrollida tuleb kollimatsiooniviga (st vaatekiire ja instrumendi horisontaaltelje perpendikulaarsust).
- Kontrollida tuleb inklinatsiooniviga (st instrumendi horisontaal- ja vertikaaltelje ortogonaalsust).

Eeltoodud kontrollide tegemine kehtib rohkem objekti tehnilisele personalile, kes tegelevad postide paigaldamisega, kuna ehitusgeodeedid kasutavad üldjuhul justeeritud ja perioodiliselt kontrollitud instrumente. Peale kontrollide tegemise tuleb silmas pidada ka pinnast, millele instrument paigaldatakse. Kuumadel suvepäevadel tuleks vältida asfaltkattega alasid, kuna asfalt võib sulada ja põhjustada instrumendi vajumist, kevadel pinnase sulamise ajal tuleb aga vältida loomulikku pinnast. Otsene päikesepaiste instrumendile võib kevadel ja suvel põhjustada ka instrumendi vertikaaltelje hälvet loodjoonest.

Posti plaanilise asendi rihtimisel tuleb selle alumise lõike geomeetrilised teljed ühildada vundamendile märgitud hoone telgedega või posti küljed alumises lõikes ühildada vundamendile märgitud posti külgede asukohti tähistavate paigaldusjoontega. Kõige mugavam on poste rihtida projitseerimismeetodiga, kasutades kahele ristuvale teljele täpselt paigaldatud (hälve teljest ei tohiks ületada detsimeetrit) teodoliite või elektrontahhümeetreid (horisontaalringi kinnituskruvi on oluline).

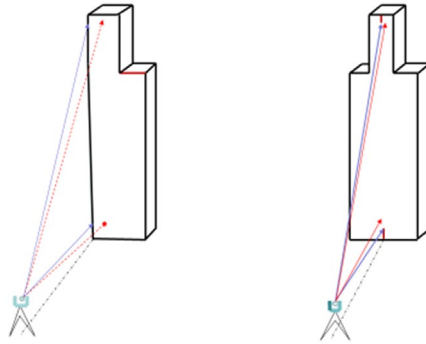
Niimoodi saab mugavalt paika rihtida nii posti plaanilist asendit kui ka vertikaalsust. Viimase korral ühildatakse posti geomeetrilised teljed või servad posti alumises ja ülemises lõikes niitristiku vertikaalniidiga. Esmalt viseeritakse alumise lõike teljemärgile või servale ja kinnitatakse horisontaalringi kinnituskruvi, misjärel nihutatakse kiilude abil posti ülemise lõike telg või serv üles viseeritud instrumendi järgi samale suunale. Raudbetoonposti säärast rihtimist kujutab joonis 8.3, aga siinkohal tuleb arvestada, et ainult kahelt suunalt rihtitud postil on võimalik jääkpöörde olemasolu (nagu käsitleti jaotises 6.5; vt ka joonis 6.10). Alternatiivina võib posti rihtimisel kasutada nihkemeetodit ehk serva alumise lõike koordinaadid peavad ühtima ülemise lõike omadega, kusjuures mõlemad peavad ühtima ka posti projektsete koordinaatidega. Ainult vertikaalset rihtimist võib teha vabas süsteemis.



Joonis 8.3. Ühtlase põiklõikega posti rihtimine kahel ristuvatel teljel asuva teodoliidi abil. Joonisel ei ole näidatud ajutise kinnituse/rihtimise kiilusid. 1 – posti geomeetrilised teljed; 2 – vundamendile märgitud hoone teljed. Punase pideva joonega on näidatud viseerimissuunad posti vertikaalseks rihtimisel posti geomeetriliste telgede abil; sinise pideva joonega on näidatud viseerimine posti vertikaalseks rihtimisel selle serva järgi; sinise kriipsjoonega on näidatud viseerimissuunad posti alumise lõike rihtimisel hoone telgedele. Eeldatakse ka, et posti rihtimine on just lõpetatud ja post on just vundamendikannu betoneeritud.

Peale ühtlase ristlõikega postide võidakse sildkraanadega või raske seadmestikuga tööstus- ja laohoonetes kasutada ka muutuva ristlõikega poste. Siinkohal tuleb eristada ühepoolse konsooliga välisseinaposte ja kahepoolse konsooliga siseposte, kuid mõlemal juhul peaks rihtimiseks kasutama elektrontahhümeetrit. Esimesel juhul võiks kasutada posti külgede asukohti tähistavaid paigaldusjooni, teisel juhul ka teljejooni. Välisseinaposti vertikaalseks rihtimisel tuleb elektrontahhümeeter paigutada hoone äärmisele teljele ja soovitatav on rakendada nihkemeetodit (vt joonise 8.4 va-

sakpoolset skeemi). Siseposti vertikaalseks rihtimisel tuleb elektrontahhümeeter paigutada vastavale hoone teljele. Instrumendisüunaliseks rihtimiseks saab kasutada horisontaalkauguste vahe meetodit ning ristsuunalisel rihtimisel tuleks lähtuda hoone teljest ja posti geomeetrisest teljest sarnaselt ühtlase ristlõikega postide rihtimisega (vt joonise 8.4 parempoolset skeemi).



Joonis 8.4. Muutuva ristlõikega postide rihtimine elektrontahhümeetriga. Sinised jooned kujutavad viseerimisjooni ja punased kaugusmõõtmist.

Postide rihtimise käigus kogutud andmed ei sobi asendama teostusmõõdistamist (ka siis, kui rihtimist juhhib ehitusgeodeet – seda peab ehitajale selgitama), kuna ehituse käigus võivad tekkida lisahälbed. Võimalikud põhjused on näiteks järgmised.

- Fermide, talade ja paneelide montaažist põhjustatud mehaanilised mõjutused. Need võivad olla nii juhuslikud tõuked kui ka sihipärased postide otste nihutamised tungraudade, kiilude ja talide abil löövi laiendamiseks või ahendamiseks, et saavutada ehituselementidele ette nähtud toepindasid. Säärane postide vertikaalsuse muutmise võib äärmisel juhul ületada lubatud hälvete piirväärtust. Kui nihutamise tulemusena tekivad lisapinged risti posti pikiteljega (st kõige ohtlikumas suunas), võivad need osutuda avariohtlikeks.
- Vundamentide vajumine või ehitusaluse külmarkerked. Sääraste nähtuste ilmumine annab tunnistust ehitustehnoloogia või projekteerimismõõdistamise jämedast rikkumisest. Vajumid ja külmarkerked võivad olla ettearvamatud ja viia avariohtlike olukordadeni.
- Vundamentide ja koos nendega postide horisontaalsuunalised nihked ning hälvete tekkimine vertikaalsuuna suhtes vundamendikaeviku mehhaniseeritud tagasitõmbel.
- Poste ühendavate fermide või talade pikkuste muutused ööpäevaste või hooajaliste temperatuurimuutuste mõjul. Teoorias jäävad postide alumised otsad ja hoone keskosa postid küll paigale, kuid hoone servapoolsete postide ülemised otsad võivad nihkuda. Tõenäoline nihke suurus on mõnevõrra väiksem raudbetooni joonpaisumisest, kuna osa nihkest sumbub detailide sõlmede elastsuse tõttu. Nihete väärtused olenevad

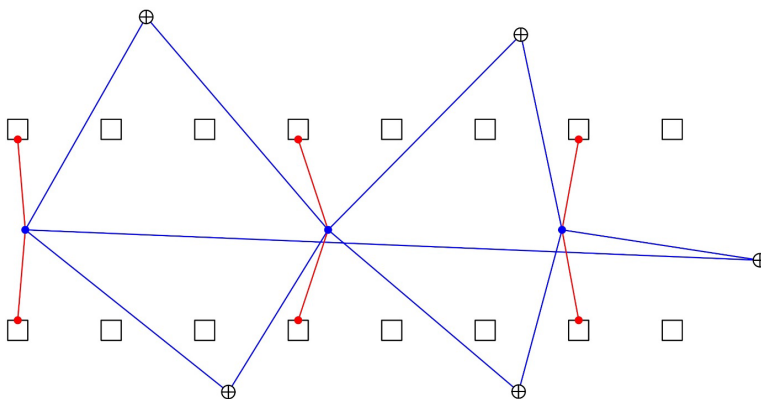
näiteks päikesekiirgusest ja selle suunast, konstruktsiooni temperatuuriinertsist ja karkassi sidemete hetkeseisundist. Võrreldes eelmainitud mõjuritega on välioludest tulevad lisahälbed võrdlemisi väikesed.

Eelkirjeldatud põhjustel (väliolude mõju on paratamatu) ei tohi postide vertikaalsuse teostusmõõdistamist teha enne kõigi projektikohaste montaažisidemete valmimist.

8.3. Hoonesisese märkimisaluse rajamine

Ühekorruseliste tööstus- ja laohoonete hoonesisene märkimisalus on vajalik postide teostusmõõdistamiseks, aga ka muudeks töödeks (nt kraanateede montaažiks). Märkimisalus tuleb rajada enne seinapaneelide montaaži. Kuivõrd sellises ehitusfaasis ei ole põrand veel lõplikult valminud, siis kohtkindlalt märkimisaluse punkte põrandale rajada ei saa (aga ajutiselt vajaduse korral küll). Üldjuhul on ainus püsiv võimalus kindlustada märkimisaluse punktid postide alaosadesse, soovitatavalt ühel ajal postide alumise lõike teostusmõõdistusega.

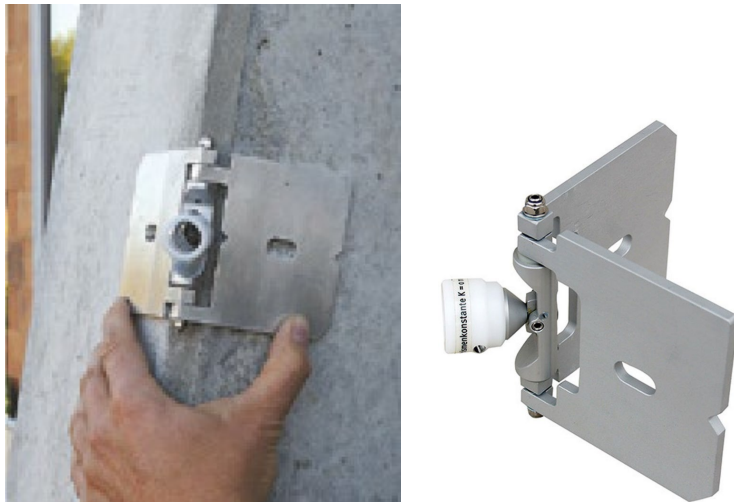
Hoonesisese märkimisaluse rajamist kujutab joonis 8.5 (üldjuhul osutub vajalikuks tihedam hoonesisene märkimisalus, kui skeemil näidatud on). Elektrontahhümeetrit võib orienteerida ehitusplatsi märkimisaluse punktidelt joonelis-nurgalise vastulõikega, tehes kaks täisvõtet. Seejärel saab hoonesisese märkimisaluse punktide koordinaadid määrata polaarmetodil vähemalt kahe täisvõttega. Iga märkimisaluse punkti koordinaadid võiks võimaluse korral mõõdistada kahest seisust, et need rippuvateks ei jääks. Sellisel juhul saab neile arvutada ka täpsushinnangu võrdtäpsete kaksikmõõtmiste meetodil (vt jaotis 2.5).



Joonis 8.5. Hoonesisese märkimisaluse (punased punktid postidel, mis on ruudukujulised) rajamine joonelis-nurgalise vastulõikega (pealtvaade). Ristiga ringid kujutavad ehitusplatsi märkimisalust ja sinised punktid on elektrontahhümeetri seisupunktid.

8.4. Postide teostusmöödistamine

Ühekorruseliste hoonete postide teostusmöödistamisel tuleb määrata nende alumiste ja ülemiste lõigete hälbed projektasendite suhtes. Posti ülemise lõike hälbed võib määrata iseseisvalt (nihkemeetodil või staatilise laserskaneerimisega) või leida need, lähtudes vertikaalsuunalistest hälvetest (määratud projitseerimis- või horisontaalkauguste vahe meetodil), mis liidetakse alumise lõike hälvetele. Alumise lõike hälbed tuleb leida kas nihkemeetodil või staatilise laserskaneerimisega, aga saab kasutada ka spetsiaalset prisma rakist (põhimõtteline joonis 8.6), mis võimaldab suurendada möödistustäpsust (laseriga mõõtmine on üldjuhul ebatäpsem kui möödistus prisma). Sel meetodil tuleb möödistada posti iga serv, misjärel saab andmetöötluse käigus arvutijoonestustarkvaras redutseerida (nt *offset* käsklus tarkvaras Autodesk AutoCAD) möödistustulemuse posti tegelikku asukohta (prisma ava kaugus rakises on posti suhtes teada). Möödistus tuleb kindlasti teha täisvõttega, kuna prisma võib rakises natukene liikuda. Kui kasutada on korvtõstuk, saab rakisega möödistada ka postide ülemisi lõikeid, kuid see võib osutuda võrdlemisi tülikaks ja ajakulukaks teiste meetoditega võrreldes. Lisaks peab prisma olema selline, mille saab instrumendi poole alla suunata (nt Leica GMP111 joonisel 3.1).

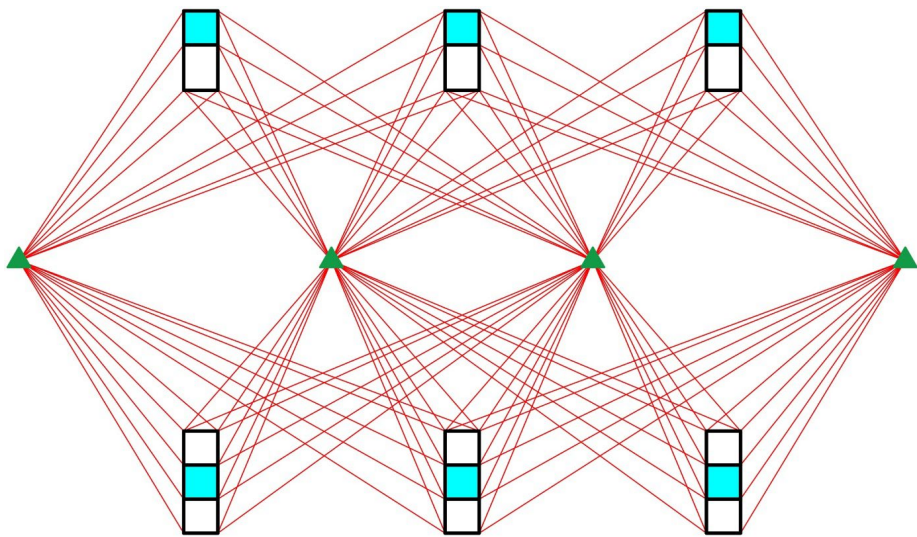


Joonis 8.6. Posti alumise lõike teostusmöödistamine prisma rakisega.³⁴ Paremal on kasutatud prisma üksikasjalik vaade.³⁵

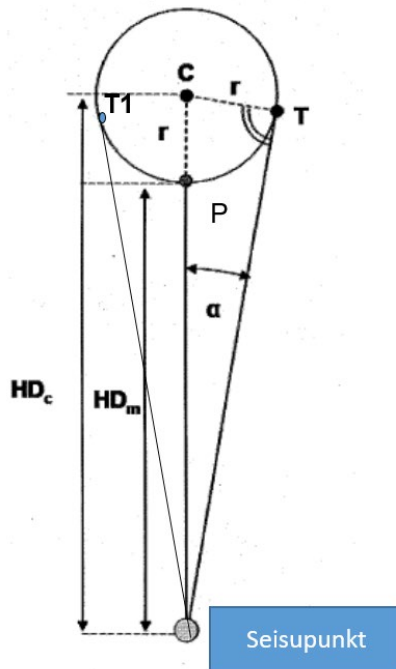
³⁴ Allikas: Bohnenstingl tootekataloog, https://bohlenstingl.de/wp-content/uploads/2024/10/Bohlenstingl_DE_241017_Vermessungszubehoer.pdf (viimati külastatud 17.05.2025).

³⁵ Allikas: <https://www.attenberger.de/rundprismen/praezisionsprisma-pp-17.5-m4-mit-schutzkappe> (viimati külastatud 17.05.2025).

Nihkemeetodit kasutades (aga ka alumiste lõigete mõõdistusel rakisega) tasub proovida posti igat serva mõõdistada kahest seisupunktist, nagu kujutab joonis 8.7. Sellisel juhul on mõõdistustulemused kontrollitavad ja arvutada saab ka täpsushinnangu võrdtäpsete kaksikmõõtmiste meetodil (vt jaotis 2.5). Rakendades teostusmõõdistamisel staatilist laserskaneerimist, tasub seisupunktid valida sarnaselt nihkemeetodi seisupunktide valikuga (vt joonis 8.7), et vältida liialt suuri laserimpulsi langemisnurkasid. Laserskaneerimist võiks kaaluda ümara ristlõikega postide (olulised on postide tsentrite asukohad) teostusmõõdistamisel, kuna sellisel juhul tekib postidest tervikpunktily, mille abil on lihtne ja usaldusväärne postide tsentrite asukohta määrata. Vastasel korral on vaja elektrontahhümeetrit, millel on olemas vastav mõõdistusprogramm posti tsentri asukoha määramiseks (vt joonis 8.8). Alternatiivina saab posti pinnale mõõta ka erinevatest seisudest laseriga vähemalt kolm punkti, mille abil konstrueeritakse arvutijoonestustarkvaras ring, kuid selline lähenemine võib jääda võrdlemisi ebatäpseks. Suurema täpsuse saavutamiseks saab kasutada joonise 8.6 analoogial ringikujulist prisma rakist, mis pannakse vastu posti külge vähemalt kolmes kohas. Joonestamisel tuleb mõõdistustulemused redutseerida rakise mõõdistuspunkti võrra sissepoole (väljaarvatud kolme ümarrakisega), et saada posti tegelik asukoht.

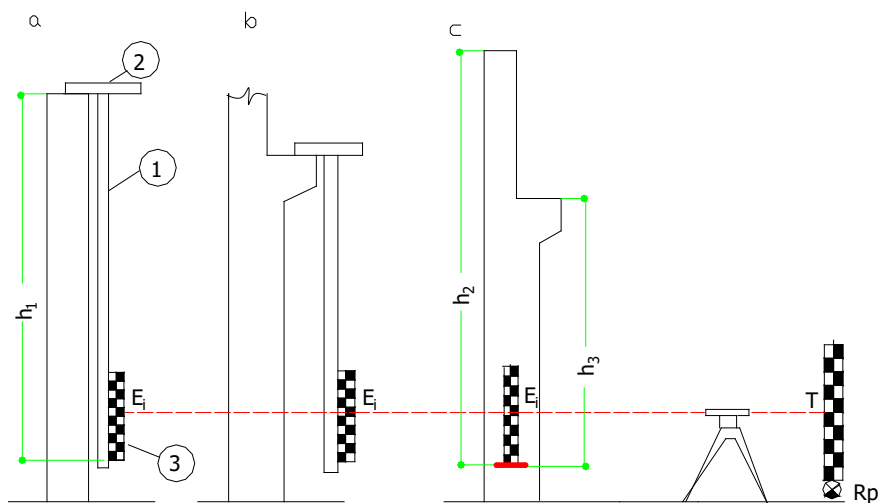


Joonis 8.7. Muutuva ristlõikega postide teostusmõõdistamine nihkemeetodil. Jämeda pidevjoonega kontuuritud on postide alumised lõiked, ülemised lõiked on toonitud helesiniselt. Rohelised kolmnurgad tähistavad elektrontahhümeetri seisupunkte.



Joonis 8.8. Ümara ristlõikega posti tsentri C asukoha määramine elektrontahhümeetriga. Esmalt viseeritakse posti puutepunktidesse T ja $T1$, misjärel leitakse nurgapoolitaja (puutepunktide vahelise nurga väärtus on 2α) suund P , kuhu mõõdetakse kaugus HD_m . Posti raadius $r = HD_m / (\arcsin \alpha - 1)$ leitakse eelmiste mõõtmiste põhjal ja liidetakse mõõdetud kaugusele, mille tulemuseks on posti tsentri kaugus instrumendist $HD_c = HD_m + r$.

Postide kõrgust on kõige lihtsam teostusmöödistada, kui enne nende paigaldamist tehti postide alaosadesse vastavad märkjooned, nagu kirjeldati jaotises 8.2 (vt joonise 8.9 parempoolseimat posti). Kui sääraseid jooni postidele ei tehtud, võib postide kõrguse määramiseks kasutada nõjaslatiga geomeetrilist nivelleerimist (vt joonise 8.9 vasakpoolseid poste). Nõjase saab paigutada lühema posti tippu ja kõrgema posti puhul konsoolile, eeldades, et post on valmistatud ettenähtud dimensioonide kohaselt (st posti tipu kõrgus konsoolist on täpne). Möödistada tuleks nõjase kummagi poolega, sättides nõjast natukene erinevatesse kohtadesse. See on oluline, vähendama nõjase ja lati mitteortogonaalsuse mõju ja võimalust, et nõjas sattub mingile juhuslikule konarusele. Hea oleks enne möödistust kontrollida nõjase täisnurksust koormuse (lati raskuse) all. Lisaks tuleks nõjasele kinnitatava skaala asend tähistada, et skaala püsivus oleks kontrollitav.



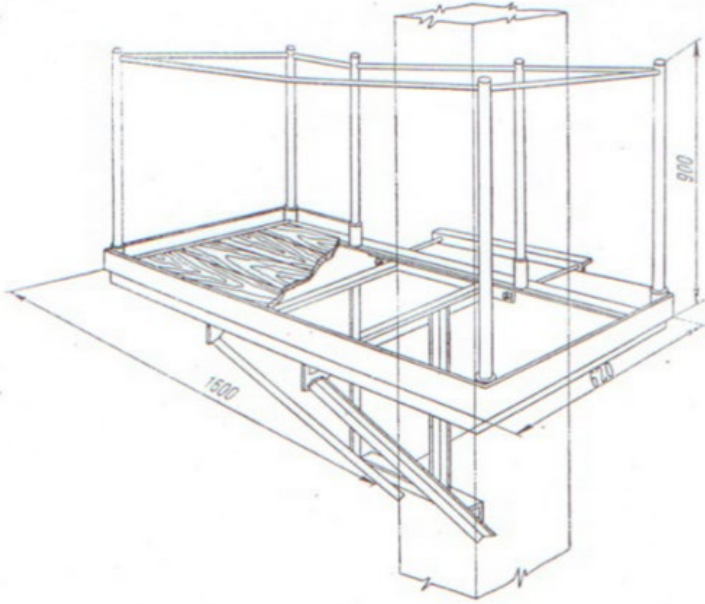
Joonis 8.9. Postide kõrguste teostusmõõdistamine geomeetrilise nivelleerimisega, kasutades nõjaslatti (vasakul ja keskel) ning enne posti paigaldamist tehtud märget (paremal). 1 – latt, 2 – nõjas ehk traavers, 3 – külgepandav skaala. Posti otsitav kõrgus $H = H_{Rp} + T - E_i + h_i$.

Alternatiivina nõjaslatiga nivelleerimisele (aga ka postide korral, mille tipu või konsooli kõrgus ületab 6 m) saab postide kõrgust teostusmõõdistada trigonomeetrilise nivelleerimisega. Sellisel juhul on vaja prismaga ehitusgeodeet tõsta korvtõstukiga posti tipu juurde. Kasutatavat prisma peab olema võimalik suunata elektrontahhümeetri poole alla (nt Leica GMP111 joonisel 3.1). Siinkohal tasub analüüsida saavutatavat täpsust, milleks võib püstitada järgmised eeldused.

- Instrumendi horisontaalkaugus prisma on 20 m ja vertikaalnurk on 20° (st posti kõrgus on 7,3 m instrumendi horisondi suhtes).
- Kasutatud elektrontahhümeetri valguskaugusmõõduri nominaalne täpsus on 2 mm + 2 ppm.
- Kasutatud elektrontahhümeetri nurgamõõtmise nominaalne täpsus on $2''$.
- Teostusmõõdistamine toimub ühe täisvõttega.
- Prisma tsentri viseerimise/suunamise viga on 1 mm.
- Välioludest tingitud viga on 1 mm.
- Kompensaatori nominaalne täpsus on $1''$.

Kasutades valemit 2.66, on kirjeldatud eelduste korral trigonomeetrilise nivelleerimise kõrguskasvu täpsus 1,5 mm, millele lisandub instrumendi horisondi määramise viga. Võib eeldada ka olukorda, kus instrumendi horisontaalkaugus prisma on hoopis 5 m ja vertikaalnurk on $55,6^\circ$ (st posti kõrgus on endiselt 7,3 m instrumendi horisondi suhtes). Sellisel juhul on kõrguskasvu täpsushinnanguks 2,5 mm. Võib veel võtta parameetrid 50 m ja $8,3^\circ$ (posti kõrgus jääb samaks), mispuhul on

täpsushinnang 1,6 mm. Seega tasub postide kõrguste teostusmõõdistamist trigonomeetrilise nivelleerimisega sooritada natukene kaugemalt, et vältida liiga suuri vertikaalnurkasid. Vertikaalnurgad saab muuta tühisteks, kui elektrontahhümeeter paigaldada postide tippude kõrgusele, näiteks posti tippu või posti külge pitskruviga kinnitatud kronsteinile. Geodeet asub montaažiplatvormil (joonis 8.10). Sellisel juhul saab kõrguseid mõõdistada ka nihkemeetodi põhimõttel.



Joonis 8.10. Posti külge kinnitatud montaažiplatvorm (Beljajev ja Tolstoi, 1965).

Postide teostusjoonisel esitatakse postide (nii ümara kui ruudu- või ristkülikukujulise ristlõikega postidel) telgedesuunalised hälbed projektist alumistes ja ülemistes lõigetes ning postide kõrgused ehituse süsteemis (üldjuhul hoone nullkõrguse suhtes). Tellija soovi järgi tuleb ära näidata ka kõrguslikud hälbed. Alternatiivina võib esitada ka postide (olenemata ristlõikest) alumiste lõigete hälbed ja hälbed vertikaalsuuna suhtes.

Peatükk 8 kontrollküsimused

1. Kui suur on kuni 10 m kõrguse raudbetoonposti lubatav kõrvalekalle vertikaalsuunast?
2. Mida kujutab endast mõõdistusparallaks?
3. Kirjelda meetodeid, millega saab sooritada postide rihtimist ja teostusmõõdistamist. Mis on nende meetodite eelised ja puudused?
4. Millised neli statiivi ja instrumendi kontrolli tuleb teha enne postide rihtimist?
5. Kuhu ei tohi postide rihtimisel instrumenti paigutada?
6. Milliseid lisahälbeid võivad postid saada pärast rihtimist?
7. Kuhu tuleks kindlustada ühekorruselise hoone hoonesisene märkimisalus?
8. Millistest toimingutest koosneb ühekorruselise hoone postide teostusmõõdistamine?
9. Kuidas võiks teostusmõõdistada postide kõrgust?

9. Teraspostide ja teiste teraskonstruksioonide montaaž

Ühekorruseliste tööstus- ja laohoonete ehitusel on ehitusgeodeetilised tööd kandvate teraskonstruksioonide montaažil sarnased raudbetoonkonstruktsioonide montaažitöödega. Postide rihtimise ja teostusmõõdistamise metoodika on täpselt selline, nagu peatükk 8 kirjeldab (lisatingimusena võib vajalikuks osutuda naaberpostide vahekauguse kontroll terasruletiga). Peamised erinevused on tingitud üldiselt suuremast nõutud täpsusest ning vajadusest kohati määrata nii vertikaalseid kui ka horisontaalseid läbipaindeid ja keerdumisi, mistõttu võivad lisanduda veel mõned mõõtmised.

Täpsusnõueteks võib lähtuda näiteks standardist EPN-ENV 3.1.1, mis sätestab järgmise:

- ühekorruselise hoone puhul on posti lubatav kõrvalekalle vertikaalsuunast (võrreldakse posti alumist ja ülemist lõiget) $0,0035h$ mm (ehk ligikaudu $h/286$ mm), kus h on posti kõrgus millimeetrites;
- naaberpostide vahekauguse lubatud hälve on ± 5 mm;
- fermi või tala survevöö kõrvalekalle sirgjoonest põiksuunas telgedevahelisel lõigul on $0,001l$ mm, kus l on lõigu pikkus millimeetrites.

Lisaks võib vaadelda ka teiste normatiivide sätestatud nõudeid. USA standard AISC 303-16 sätestab:

- ühekorruselise hoone puhul on posti lubatav kõrvalekalle vertikaalsuunast $h/500$ mm (kuid ei lubata üle 25 mm fassaadi poole ja üle 50 mm hoone sisepoole), kus h on posti kõrgus millimeetrites;
- posti lubatav hälbimine abipidejoonest (teljest) alumises lõikes on ± 6 mm.

Samas standard CII 70.13330.2012 sätestab:

- posti lubatav kõrvalekalle vertikaalsuunast on
 - posti kõrgusel kuni 8 m 10 mm;
 - posti kõrgusel üle 8 m kuni 16 m 12 mm;
 - posti kõrgusel üle 16 m kuni 25 m 15 mm;
 - posti kõrgusel üle 25 m kuni 40 m 20 mm;
- posti toepinna lubatav kõrguslik hälve on projekti suhtes ± 5 mm;
- naaberpostide toepindade kõrguste omavaheline lubatav suhteline hälve on ± 3 mm;
- posti vahetul toetumisel tugiplaadile on viimase lubatav maksimaalne kalle $0,0007l$ mm, kus l on toepinna kontrollitav horisontaalmõõt millimeetrites;
- posti lubatav hälbimine abipidejoonest (teljest) alumises lõikes on ± 5 mm;

- postide, fermide ja talade lubatav läbipaine on $0,0013l$ mm (kuid ei lubata üle 15 mm), kus l on kinnituste vahekaugus millimeetrites;
- fermi ülemise vöö lubatav plaaniline hälvimine alumisest (st fermi vertikaalsuunaline kalle) on $0,004h$ mm, kus h on fermi kõrgus millimeetrites;
- fermide ja talade lubatavad hälbed raami tasandist on ± 15 mm;
- naaberfermide ja -talade ülemiste vööde vahekauguse lubatud hälve on ± 15 mm;
- naaberpärlinite (sarikaid kandvate talade) vahekauguse lubatud hälve on ± 5 mm.

Üldjuhul (kui normdokumenti ei ole projektis täpsustatud) tasub juhinduda range-matest nõuetest.

9.1. Teraskonstruksioonide teostusmöödistamine

Enne teraspostide paigaldamist tuleb kontrollida nende toepindade kõrgust. Kuivõrd CII 70.13330.2012 lubab naaberpostide toepindade kõrguste omavaheliseks hälbeks ± 3 mm ja GOCT P 58941-2020 järgi oleks nõutav möödistustäpsus 1,2 mm, tuleb toepindade kontrolliks kasutada geomeetrilist nivelleerimist. Siinkohal tasub meenu-tada ka jaotist 6.6, kus mainiti, et lisatingimusena sätestab standard CII 70.13330.2012 terasposti vahetul toetumisel tugiplaadile viimase lubatud kaldeks 0,0007, mida saab usaldusväärselt kontrollida ainult kõrgtäpse digitaalnivelliiriga.

Pärast postide paigaldamist ja kõikide vajalike montaažisidemete valmimist käib teraspostide teostusmöödistamine jaotise 8.4 selgituste järgi, nagu eespool juba viidatud. Küll aga tuleb tähelepanu juhtida sellele, et standarditest EPN-ENV 3.1.1 ja GOCT P 58941-2020 lähtudes peab naaberpostide vahekauguste teostusmöödistu-sele tagama 2 mm täpsuse. Kuna möödistus elektrontahhümeetriga võib selle nõude täitmiseks jääda liialt ebatäpseks, tasub vahekauguste kontrollimiseks kasutada terasruletti. Suuremate posti sammude ja ristlöövi mõõtmiseks tuleb kindlasti kasu-tada I täpsusklassi terasruletti (OIML 35-1 2007). Mõõtmisel ruletiga peab arves-tama järgmiste veaallikatega: ruleti kalle, temperatuurist tingitud ruleti pikkuse muu-tus ja vahetu mõõtmisviga. Eeldades, et

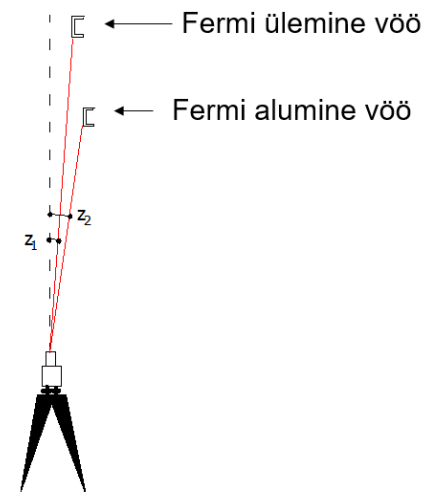
- posti samm on 3 m;
- ruleti otste kõrguste vahe on 3 cm;
- möödistusaegse keskmise temperatuuri erinevus normaaltemperatuurist on 20°C ;
- hoolika mõõtmise vahetu mõõtmisviga on 0,5 mm,

on valemi 2.73 järgi ruletiga määratud horisontaalse joonepikkuse viga 0,9 mm (usaldatavuse tõenäosus 68,3%). Seevastu 12 m posti sammu korral on samadel tin-

gimustel veahinnang juba 3,0 mm, kusjuures peamiseks veakomponendiks on temperatuurist tingitud ruleti pikkuse muutus. Oletades, et mõõdistamine toimub ruleti normaaltemperatuuril, oleks 12 m joonepikkuse viga 0,5 mm. Seega tuleb pikemate joonte mõõtmisel kindlasti arvestada temperatuuriparandi mõjuga, mida saab arvutada valemiga 2.75 ja mis liidetakse mõõdetud joonepikkustele. Kui mõõtmine toimub õhus kahest otsast hoitud ruletiga, tuleb kasutada veel loogaparandit (valem 2.74-1). Postide vahekaugust tuleb määrata nende kummastki servast ja lõpptulemus on kahe mõõtmise keskmine. Enne mõõtmist tasub postidele märkida ühtlane mõõtmishorisont, et vältida suuri ruleti kaldeid.

Peale postide alumiste ja ülemiste lõigete plaaniliste asendite, vertikaalsuse ning kõrguse teostusmõõdistamise võib osutuda tarvilikuks ka nende horisontaalsete läbipainete määramine. See kontroll käib analoogiliselt eelnevaga (st lähtudes jaotises 8.1 kirjeldatud meetoditest), kus nüüd mõõdistatakse lisaks veel posti keskosa lõige ning võrreldakse seda alumise ja ülemise lõikega. Lähtudes standardist CII 70.13330.2012, on 8 m pikkuse posti lubatav läbipaine umbes 10 mm ja seega tuleb FOCT P 58941-2020 alusel tagada teostusmõõdistusele 4 mm täpsus. Nõutav mõõdistustäpsus muutub rangemaks lühemate postide puhul.

Fermide ja talade asendeid, kõrguseid, pikikaldeid, läbipaindeid ja keerdumisi ning fermide vertikaalsuunalisi kaldeid on mugavam mõõdistada nihkemeetodil. Selleks tasub elektrontahhümeetri seisud valida nii, et fermi või tala igat kummagi otsa ja keskpaigna punkti (punktide omavaheline suhteline võrdlus võimaldab tuvastada läbipaindeid ja keerdumisi) saaks mõõdistada kahest seisust. Sellisel juhul on tulemused kontrollitavad ja tekib võimalus arvutada täpsushinnang võrdtäpsete kaksikmõõtmiste meetodil (vt jaotis 2.5). Seisude valikul peab arvestama, et joonisel 9.1 esitatud nurk $z_2 < 10^\circ$ mõõdistusparallaksi vältimiseks, aga samas tuleb silmas pida, et ka laserimpulsi langemisnurk fermi või tala pinna suhtes ei läheks liialt suureks (langemisnurk võiks jääda alla 45°), kuna see põhjustab olulist täpsuse vähenemist. Fermide korral tuleb mõõdistada nii alumine kui ka ülemine vöö, et määrata vertikaalsuunaline kalle (joonis 9.1). Lähtudes standarditest CII 70.13330.2012 ja FOCT P 58941-2020, on vertikaalsuunalise kalde teostusmõõdistamise nõutav täpsus $0,0016h$, mis meetrikõrguse fermi korral vastab 1,6 mm mõõdistustäpsusele. Kuigi täpsusnõue on range, siis lihtsustab asjaolu, et see on suhteline, mitte absoluutne täpsusnõue (st fermi ülemise vöö lubatav plaaniline hälve alumise suhtes).

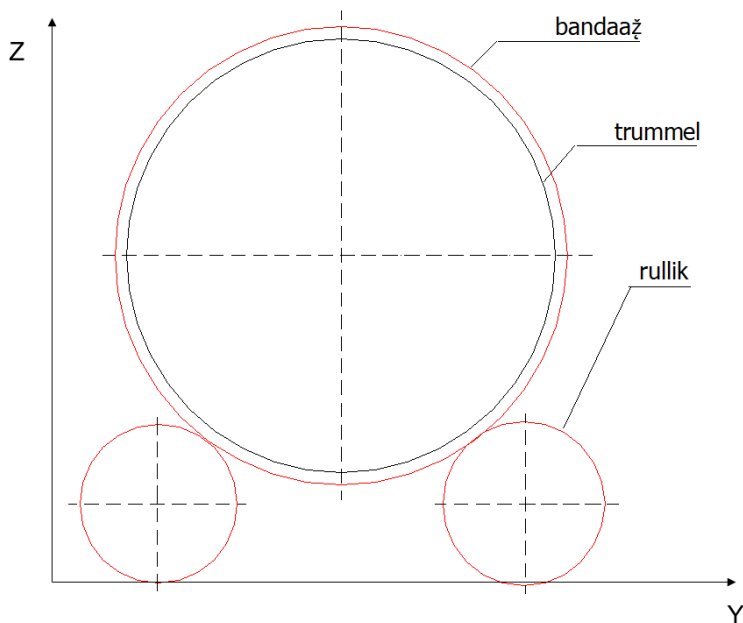


Joonis 9.1. Fermi vertikaalsuunalise kalde teostusmöödistamine nihkemeetodil, kus z tähistab seniitkaugust.

Madalamate fermide ja talade korral (kui kõrgus pörandast ei ületa lati pikkust + 1 m) saab kõrguseid möödistada ka geomeetrilise nivelleerimisega, toetades lati vastu fermi või tala alumist vööd. Latt peab alumises otsas olema varustatud ümarvesiloodiga, mis on suunatud latihoidja poole. Nivelleerimisega saab määrata fermide ja talade kõrgust, pikikaldeid, alumise vöö vertikaalseid läbipaindeid ja alumise vöö keerdumisi. Saavutatav täpsus on reeglina parem kui elektrontahhümeetriga nihkemeetodil möödistades.

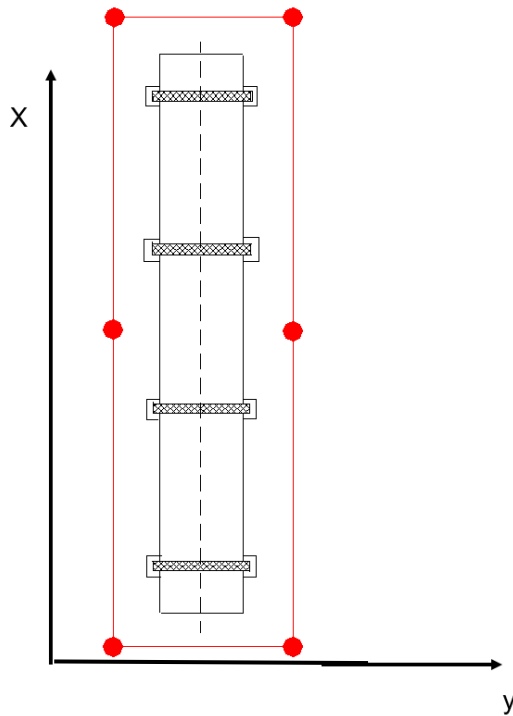
9.2. Pöörlevate seadmete teostusmöödistamine

Pöörlevate seadmete teostusmöödistamist on järgnevalt vaadeldud pöördahjude (nimetakse ka rootor- ja trummelahjudeks) näitel, mida kasutatakse põhiliselt ehitusmaterjalide tootmises (tsemendi- ja lubjatööstus), keemiatööstuses ja madala sulamistemperatuuriga metallide tööstuses. Analoogilisi pöörlevaid seadmeid kasutab ka puidutööstus (nt ümarpuidu koorimistrummel). Pöördahjude tüüpiline pikkus on 50–250 m ja läbimõõt 3–7,5 m ning nende põhiliseks mehaaniliseks osaks on tugirullikutele toetuv trummel (joonis 9.2), mida pööratakse hammasajami ja -vöö abil. Varem oli pöördahjude mehaanilise osa teostusmöödistamine suure nõutava täpsuse tõttu (trumli ja rullikute telgede vahelise kauguse nõutav täpsus on 0,2 mm) võrdlemisi tülikas. Tänapäeval on laserjälgimissüsteemid (vt jaotis 3.2) teostusmöödistamise palju lihtsamaks teinud.



Joonis 9.2. Pöördahju lõige.

Pöördahju mõõdistamisel koordineeritakse iga bandaaži juures kummaldi pool pöördahju trumli vähemalt kolm punkti: esimene ligikaudu vertikaalteljel trumli peal, teine horisontaaltelje instrumendi poolses otsas ja kolmas rulliku ligiduses (vt joonis 9.2). Bandaaži ja rulliku mõõdistamisel toimitakse sarnaselt. Lisaks tuleks mõõdistamise ajal kontrollida bandaaži toetust rullikutele. Mõõdistatud punktide põhjal saab arvutijoonestustarkvaraga konstrueerida ringid ning leida trumli, bandaaži ja rulliku tsentrite koordinaadid ja nende raadiused. Samasugust mõõdistust korratakse ka teisel pool trumlit (vt joonis 9.3) ja kuna trumli alumine osa on esimese mõõdistustsükli ajal varjus, on soovitatav pöörata trumlit ümber pikitelje 90° (pärast seda, kui esimese tsükli mõõdistus on tehtud iga bandaaži juures) ja sooritada sarnaselt esimesega ka teine mõõdistustsüklil. Niimoodi saadakse trumli tsentri kohta neljad koordinaadid, millest leitakse keskmine (iga bandaaži juures). Tsentri koordinaatide erinevuste järgi on võimalik hinnata trumli koostetäpsust.



Joonis 9.3. Pöördahju pealtvaade. Punaste ringidega on tähistatud laserjälgimissüsteemi seisupunktid.

Edasi arvutatakse trumli ja rullikute tsentrite vaheline kaugus, et hinnata ka pöördahju süsteemi koostetäpsust (samuti iga bandaaži juures). Lisaks peab kontrollima bandaaži kuju täpsust, milleks võiks bandaaži mõõdistada isegi tihedamalt kui ainult kolmes kohas (nt trumli ristlõike võrdsete kesknurkade järel, st mitmel radiaalsuunal). Mõõdistusandmetes tuleb näidata rullikute ja bandaažide tsentrite koordinaatide erinevused kõikidel bandaažidel, sest lubamatud erinevused võivad põhjustada trumli ohtlikku võnkumist. Mõõdistustöö tulemusi illustreerivat näidet kujutab tabel 9.1 (ei sisalda kõiki kirjeldatud tulemusi). Seejärel peab veel uurima rullikute asetust trumli suhtes. Selleks määratakse trumli ja rullikute tsentreid ühendavate joonte suunanurgad trumli tsentrit läbiva vertikaalsuuna suhtes; üldjuhul peaks suunanurkade väärtus olema 30° .

Tabel 9.1. Pöördahju (kaldtrumliga) teostusmõõdistuse tulemuste tabel.

Toe nr.	Plaan					Profiil		
	Ban- daaži telje hälve Y-tel- jest ΔY [mm]	Bandaaži raadius $R_k \pm$	Vasaku rulliku raadius	Parema rulliku raadius	Rulli- kute telgede kaugus	Ban- daaži telje hälve Z_{RK} -st	Va- saku rulliku telje hälve Z_{RK} -st	Pa- rema rulliku telje hälve Z_{RK} -st
1.	2228,3	1672±2,0	587±1,5	595±0,2	2346,5	2359,6	401,5	395,4
2.	2215,4	1670±2,9	578±1,1	587±1,2	2279,5	2925,6	977,0	969,2
3.	2216,7	1662±1,1	586±1,3	593±2,2	2313,2	3414,3	1466,4	1459,0
4.	2221,4	1660±1,5	582±1,7	594±1,5	2307,7	3912,5	1969,6	1959,1
5.	2216,8	1657±2,2	582±1,0	596±1,7	2767,5	4742,6	2536,4	2537,8
Tugede vahekaugused: 1.2 = 15.141 m; 2.3 = 12.768 m; 3.4 = 12.973; 4.5 = 14,941 m								

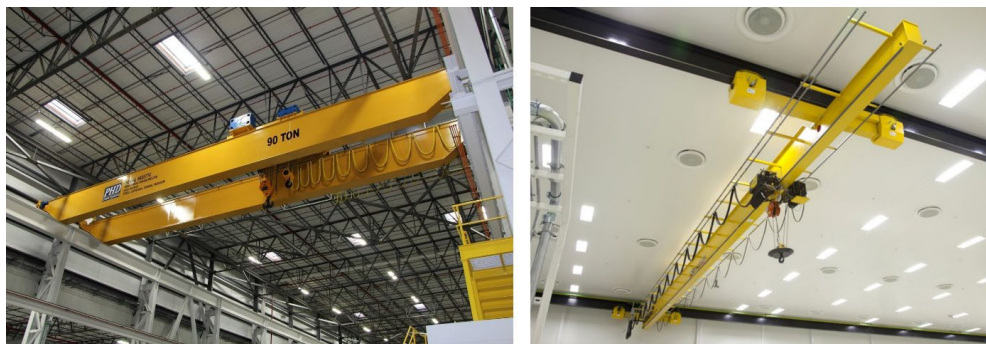
Teostusmõõdistusega tuvastatud pöördahju süsteemi hälbed võivad tuleneda mitte ainult montaaživigadest, vaid ka näiteks vundamentide vajumisest, keerukatest temperatuurimõjutustest ja vibratsioonist. Seetõttu vajavad pöördahjud ja analoogilised suured pöörlevad konstruktsioonid pidevat geodeetilist kontrolli. Sääraste seadmete geomeetrilisi tingimusi on võimalik reguleerida, muutes rullikute plaanilist asendit, aga suuremate hälvete korral ka nende kõrgust.

Peatükk 9 kontrollküsimus

1. Kuidas tuleks kontrollida teraspostide vahekaugust ja mida on soovitatav teha enne seda?

10. Kraanateede montaaž

Tööstus- ja laohoonetes kasutatavad kraanad jagunevad rööbastel sõitvateks sildkraanadeks (joonisel 10.1 vasakul; inglise keeles *top-running crane*) ja I-talade alumisel vööl sõitvateks (rippuvateks) rippkraanadeks (joonisel 10.1 paremal; inglise keeles *under-running* või *underslung crane*). Kui sildkraana silde moodustab ainult üks tala, siis nimetatakse sellist kraanat ka talakraanaks. Joonisel 10.1 näidatud rippkraanat võib sama moodi nimetada täpsemalt ripp-talakraanaks. Eristada tuleb veel ainult ühel I-talal rippuvat elektritali, mida nimetatakse telferiks (vt joonis 10.2). Üldjuhul kasutatakse telfreid väikeste koormuste transpordiks (kuni paar tonni). Rippkraanad projekteeritakse reeglina kuni 5-tonniste koormuste transpordiks ja sildkraanad suurematele koormustele, kuid loomulikult eksisteerib ka erandeid.



Joonis 10.1. Sild-³⁶ (vasakul) ja rippkraana³⁷ (paremal).

³⁶ Allikas: <https://machinehub.com/listings/290124-90-45-ton-x-82-x-40-lift-phd-8-wheel-overhead-bridge-crane> (viimati külastatud 02.06.2024).

³⁷ Allikas: <https://www.3techcranes.com/underslung-crane/> (viimati külastatud 02.06.2024).



Joonis 10.2. Telfer³⁸.

Peale tööstus- ja laohoonetesse rajatavate kraanade peab eristama veel (vt joonis 10.3)

- valdavalt välistel laoplatesidel kasutatavaid pukk-kraanasid, mis on üldjuhul suurima tõstevõimega kraanad;
- valdavalt sadamates kasutatavaid portaalkraanasid;
- valdavalt ehitustel kasutatavaid tornkraanasid.

Kuivõrd nende kraanatüüpide rööbasteede (pukk- ja portaalkraanade korral) montaaži põhimõtted on sarnased sildkraanateede rajamisel tehtavate ehitusgeodeetiliste töödega, siis eraldi neid käsitletud ei ole. Seega piirduvad järgnevad jaotised sild- ja rippkraanateede montaaži kirjeldamisega.

³⁸ Allikas: <https://kitopwb.com.au/product/sher2-ultra-low-headroom-hoist/> (viimati külastatud 02.06.2024).



Joonis 10.3. Pukk-³⁹ (vasakul üleval), portaal-⁴⁰ (vasakul all) ja tornkraana⁴¹ (paremal).

10.1. Sildkraanateede montaaž

Ehitusgeodeetilised tööd sildkraanateede montaažil koosnevad järgmistest etappidest:

- kraanatalade märkimine;
- kraanatalade teostusmõõdistamine;
- kraanarööbaste märkimine;
- kraanarööbaste teostusmõõdistamine.

³⁹ Allikas: <https://www.dgcrane.com/manufacturing-industry/> (viimati külastatud 02.06.2024).

⁴⁰ Allikas: <https://www.hyportalcrane.com/mobile-harbour-10-ton-30-ton-40-ton-portal-crane-price-product/> (viimati külastatud 02.06.2024).

⁴¹ Allikas: https://www.okorder.com/p/tcd6029-16t-folding-luffing-crane-for-sale_818206.html (viimati külastatud 02.06.2024).

Eeldusel, et kraanatalade teostusmöödistamisel ei ilmne suuri talade hälbeid nende projektsete asukohtade suhtes, võib kraanatalade teostusmöödistamise ja kraanarööbaste märkimise sooritada ühe etapina. Terastalade korral, kui kraanarööbastena kasutatakse ristikülikristlõikega teraslatt, eraldi kraanarööbaste märkimist toimuda ei pruugi, kuna enamasti keevitatakse teraslatt tala külge enne tala paigaldamist. Lisaks eelmainitud etappidele võivad vajalikuks osutuda ka vahepealsed kontrollmöödistamised enne lõplikke kinnitamisi.

Ehitatava hoone karkassi jäikuse ja seega ka sildkraanateede montaaži täpsuse seisukohast tuleks postide montaaži järel kinnitada diagonaalsidemed, seinapaneelid, fermid ja laetalad ning alles pärast seda kraanatalad, kuna kraanateede rangete täpsusnõuete seisukohast on hoone põikjäikus eriti oluline. Raudbetoonist kraanatalade paigaldamise täpsusnõueteks võib lähtuda näiteks standardist CII 70.13330.2012, mis sätestab järgmise:

- kraanatala telje lubatav hälve projektsest teljest on ± 8 mm;
- kraanatala lubatav kõrguse erinevus kahel naaberpostil piki rida on
 - ± 10 mm posti sammul kuni 10 m;
 - $\pm 0,001l$ (kuid ei lubata üle 15 mm) posti sammul üle 10 m, kus l on posti samm millimeetrites;
- kraanatalade lubatav kõrguste erinevus põiklõikes on
 - naaberpostide kohal ± 15 mm;
 - naaberpostide vahel ± 20 mm.

Sama standard lubab terasest kraanatala telje hälbeks projektsest teljest ± 5 mm.

Kraanarööbaste paigaldamisel taladele ja ristikülikristlõikega teraslatidega talade paigaldamisel tuleb aluseks võtta standard ISO 12488-1:2012, mis jaotab kraanateed vastavalt projekteeritud läbisõidule nelja täpsusklassi:

- I tolerantsiklass – läbisõit üle 50 000 km;
- II tolerantsiklass – läbisõit üle 10 000 ja kuni 50 000 km;
- III tolerantsiklass – läbisõit kuni 10 000 km;
- IV tolerantsiklass – ajutine kraanatee (nt ehituse teenindamise tarbeks).

Standard ISO 12488-1:2012 esitab täpsusnõuded sõltuvalt eeltoodud tolerantsiklassidest ning jaotab täpsusnõuded veel omakorda vastuvõtutolerantsideks (tabel 10.1) ja talitlustolerantsideks (tabel 10.2). Viimased on mõeldud kraanateede perioodiliseks kontrolliks, et hinnata nende korrasolekut ja ohutust. Kuigi täpsusnõuded on enamasti ranged, on kraanateede rajamisel olulisimad mitte absoluutsed hälbed, vaid kraanatee süsteemi terviklikkus (nt talade ja rööbaste ühtlane kõrgus).

Tabel 10.1. ISO 12488-1:2012 kraanatee vastuvõtutolerantsid (l tähistab rööbaste telgede vahekaugust meetrites).

Normatiiv	I klass	II klass	III klass	IV klass
Kui $l \leq 16$ m, siis:				
Rööbaste vahekauguse erinevus	$\Delta = \pm 3$ mm	$\Delta = \pm 5$ mm	$\Delta = \pm 8$ mm	$\Delta = \pm 12,5$ mm
Kui $l > 16$ m, siis $\pm[\Delta + 0,25(l - 16)]$ mm, kuid ei lubata üle:				
	± 10 mm	± 15 mm	± 20 mm	± 25 mm
Rööbaste kõrguste erinevus põiklõikes	$\pm 0,5l$ mm, kuid ei lubata üle ± 5 mm	$\pm l$ mm, kuid ei lubata üle ± 10 mm	$\pm 2l$ mm, kuid ei lubata üle ± 20 mm	$\pm 4l$ mm, kuid ei lubata üle ± 40 mm

Tabel 10.2. ISO 12488-1:2012 kraanatee talitlustolerantsid (l tähistab rööbaste telgede vahekaugust meetrites).

Normatiiv	I klass	II klass	III klass	IV klass
Kui $l \leq 16$ m, siis:				
Rööbaste vahekauguse erinevus	$\Delta = \pm 10$ mm	$\Delta = \pm 16$ mm	$\Delta = \pm 25$ mm	$\Delta = \pm 40$ mm
Kui $l > 16$ m, siis $\pm[\Delta + 0,25(l - 16)]$ mm				
Rööbaste kõrguste erinevus põiklõikes	± 10 mm	± 20 mm	± 40 mm	± 80 mm

10.1.1. Kraanatalade märkimine

Varem kasutatud meetodid kraanatalade märkimiseks olid järgmised.

- Põiknivelleerimine teodoliidi või horisontaalringi kinnituskruviga varustatud elektrontahhümeetriga. Hoone põrandal seati instrument paika ja orienteeriti paralleelseks märgitava teljega, sellest teatud kaugusele, misjärel toimus kraanatalade telje või servajoonete (st paigaldusjoonte) välja märkimine postide konsoolidele horisontaalse lati abil.
- Kahe otsmise posti vahele tõmmati peenike traat või kapronniit. Selleks märgiti otsmiste postidele kinnitatud metallist traaversitele esmalt kraanatalade servajooned (soovitavalt umbes 2 cm talast väljapoole, võimaluse korral posti suunas), kuhu tehti rauasaega sälk traadi või niidi tarbeks, mis tuli kummastki otsast raskusega koormata. Tuule tõttu ei sobinud see meetod välioludes rakendamiseks.

Viimast meetodit võib kasutada ka tänapäeval, kuna see võimaldab siseruumides suurt täpsust. Soovitatav tänapäevane analoog on traadi või kapronniidi asemel vertikaaltasapinda moodustava laseri kasutamine, kus instrumendi rakis on ühe otsa- posti juures paigaldatud kraanatalade servajoonte järgi ja orienteeritud postirea teises otsas olevale servajoone märgile. Hoiderakise (vt joonis 10.4) saab paigaldada posti külge kinnitatud kronsteinile või traaversile. Siiski eeldatakse, et siseruumides saab suurima täpsuse traadi või kapronniidi abil.



Joonis 10.4. Instrumendi hoiderakis⁴² STABILA SR 100.

Samuti võib kraanatalasid märkida elektrontahhümeetriga koordinaatmeetodil, kasutades mini-ringprismat. Tsükliliste vigade tõttu tuleks sellistel suurt täpsust nõudvatel töödel 360° prismsid vältida. Postide konsoolidele võib märkida kraanatalade telje või servajooned (terastalade korral nende alumiste vööde servajooned). Üldjuhul on otstarbekam ja täpsem kasutada servajooni, millega saab talade seinte (või alumise vöö) servad vahetult ühitada. Lähtudes standardist CII 70.13330.2012 (hälbimine projektsest teljest) ja peatükk 1 arutelust (ГОСТ Р 58941-2020), tuleks raudbetoonist kraanatalade korral tagada mõõdistustäpsus 3,2 mm ja terastalade korral 2 mm (st 40% lubatud ehituslikest hälvetest). Kui tegemist on terastaladega, millele on rööpad (teraslatid) juba külge keevitatud, võivad need täpsusnõuded veelgi suurened (läheldes nt ISO 12488-1:2012 I klassi nõuetest) ja sellisel juhul tuleb rääkida juba kraanarööbaste märkimisest (vt jaotis 10.1.2). Arvestades jaotises 6.4

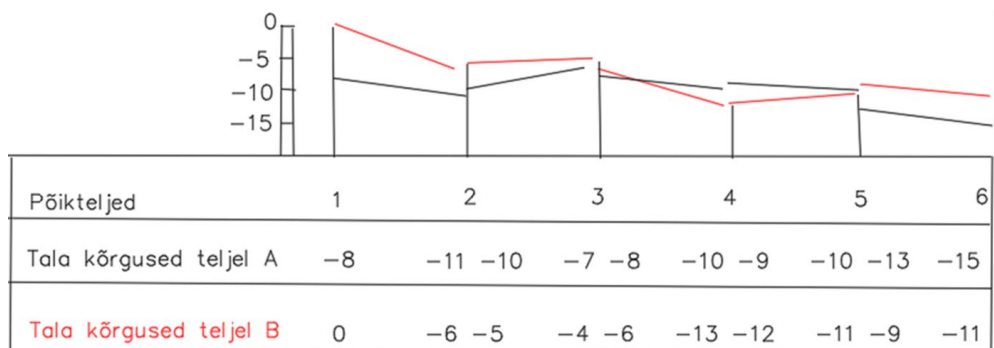
⁴² Allikas: <https://www.stabila.com/en/products/details/sr-100-batter-board-holder.html> (viimati külastatud 01.06.2025)

tehtud täpsusanalüüsi, on säärase nõuete täitmine keerukas, mistõttu peab mõõdistusele lähenema rangelt. Hea oleks märkimist teha nii, et igat punkti märgitakse kahest eri seisust (ja soovitatavalt mõlema poolvõttega), mis tagab töö kontrollitavuse. Lõplik paigaldusmärk on märkimistööl tehtud märkide keskmine. Kraanatalade rihtimiseks ühele kõrgusele on mõistlik kasutada lasernivelliiri ja seda teevad ehitajad ise.

10.1.2. Kraanatalade teostusmõõdistamine ja kraanarööbaste märkimine

Eraldi kraanatalade teostusmõõdistamist tehakse ainult raudbetoonist kraanatalade korral või kui terastaladele ei keevitatud enne paigaldamist rööpaid külge. Kuivõrd terastaladele keevitatakse rööpad siiski üldjuhul külge enne talade montaaži, kaob vajadus talasid eraldi teostusmõõdistada ja toimub ainult kraanarööbaste teostusmõõdistamine (vt jaotis 10.1.3). Kraanatalade teostusmõõdistamisel tuleks määrata iga tala nelja nurgapunkti koordinaadid vähemalt ühe täisvõttega. Tala telje asukoha saab tala otste kummagi nurgapunkti koordinaate keskmistades. Ka siin kehtivad eelmises jaotises määratud täpsusnõuded 3,2 mm (raudbetoonist kraanatalad) ja 2 mm (terasest kraanatalad). Lisaks tasub sarnaselt varasema käsitlusega igat kraanatala nurka mõõdistada kahest seisupunktist, mispuhul on mõõdistustulemused kontrollitavad ja arvutada saab täpsushinnangu võrdtäpsete kaksikmõõtmiste meetodil (vt jaotis 2.5).

Kraanatalade kõrguslik teostusmõõdistamine tasub ühildada kraanarööbaste märkimisega, kuna huvi pakub ennekõike talade rööbaste alune kõrgus. Seega võib esmalt välja märkida kraanarööpa talla mõlemad servajooned (rööbaste korral ei tasu telge märkida, kuna see jääb rööbaste alla peitu) kraanatala kummaski otsas, misjärel mõõdistatakse täisvõttega neis punktides tala kõrgus. Teostusmõõdistatud kõrgused tuleb anda talade kõrgeima punkti suhtes ehk tulemused jäävad negatiivsed (vt joonis 10.5). See on oluline, kuna rööpaid saab kiiludega tõsta, kuid tala sisse neid langeda ei saa. Sama kehtib ka rööbaste kontrollmõõdistusele enne lõplikke kinnitamisi.

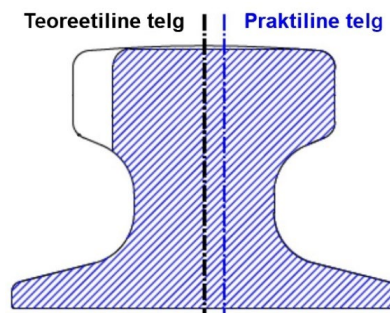


Joonis 10.5. Kraanatalade pikiprofil (lihtsustatud); kõrgused kõrgeima punkti suhtes on millimeetrites.

Peale elektrontahhümeetriga mõõdistamise võib kraanarööpaid märkida ka teiste meetoditega, mida mainiti jaotises 10.1.1. Meetodi valikul on oluline hinnata nõutud mõõdistustäpsust. Võttes ISO 12488-1:2012 I tolerantsiklassi täpsusnõude ± 3 mm rööbaste vahekauguse (alla 16 m) erinevusele projektsest, tuleks ühele rööpale tagada paigaldustäpsus $3/\sqrt{2} = 2,1$ mm. Lähtudes peatükk 1 arutelust (ГОСТ Р 58941-2020), oleks nõutud mõõdistustäpsus seega 0,8 mm. Hinnates sarnaselt II ja III klassi nõudeid, oleks nõutud mõõdistustäpsused vastavalt 1,4 mm ja 2,3 mm. Sellise täpsuse saavutamiseks peab mõõdistustööle lähenema äärmiselt rangelt. Kui võrd esitatud nõue on suhteline (st kahe rööpa vahekaugus), mitte absoluutne (st rööbaste paiknemine projekti suhtes), võib mõõndusena ГОСТ Р 58941-2020 järgi määrata nõutud mõõdistustäpsuse 80% ehituslikust lubatud veast. Seega oleks I–III klassi kraanateede nõutud kraanarööbaste märkimistööde mõõdistustäpsused vastavalt 1,7 mm, 2,8 mm ja 4,5 mm, mis lihtsustab märkimistöid oluliselt, kuid 40% tulenevad täpsusnõuded kehtivad endiselt hilisemale kraanarööbaste teostusmõõdistamisele.

10.1.3. Kraanarööbaste teostusmõõdistamine

Kraanarööbaste teostusmõõdistamisel tuleb määrata rööbaste plaaniline asend ja rööpapealsed kõrgused. Plaanilise asendi mõõdistusel elektrontahhümeetri ja mini-ringprismaga peaks prisma asetama kummalegi poole rööpa pead, kus koordinaatide keskmine väärtus annab rööpa telje. Selline lähenemine on eriti oluline eksploatatsioonis olevate kraanateede kontrollmõõdistamisel, kus rööpa telg võib kulumise tõttu olla nihkunud (joonis 10.6).



Joonis 10.6. Rööpa telje muutus selle ühe külje tugeva kulumise tõttu.

Elektrontahhümeetriga mõõdistuse alternatiivina võib kraanarööbaste (aga sarnaselt ka kraanatalade) teostusmõõdistamiseks kasutada staatilist laserskaneerimist. Sellisel juhul peab skanner asuma rööbastest kõrgemal, milleks võib kasutada vastavaks eesmärgiks konstrueeritud rakist (joonis 10.7). Skanneri seisupunktide valikul tuleb

lähutada skanneri kõrgusest rööpa suhtes, mille kohal see parasjagu seisab. Sarnase rakise kasutamisel, nagu kujutab joonis 10.7, ei tohiks seisupunktide vahe olla rohkem kui 10–15 m, kuna laserimpulsi suurte langemisnurkade tõttu väheneb kaugemate mõõdistuspunktide täpsus oluliselt. Andmetöötluse käigus tuleb sellised punktid punktipilvest eemaldada, et need teostusmõõdistuse tulemusi ei moonutaks. Lisaks rööpa kõrgusele, millel laserskanner seisab, saadakse mõõdistusega ka kõrvalrööpa sisekülg.

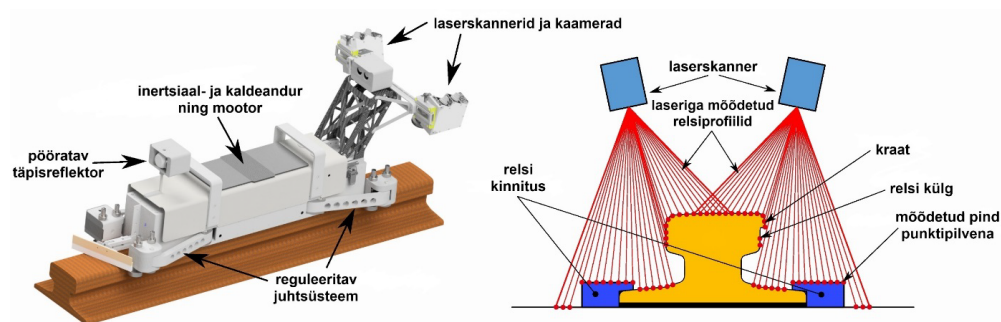


Joonis 10.7. Mittestandardne rakis laserskanneri paigaldamiseks kraanateele (Haljend, 2020).

Nagu mainitud, tuleb staatilise laserskaneerimise andmetöötluse käigus punktipilvest eemaldada kõik punktid, mis mõõdistati suure laserimpulsi langemisnurgaga. Nendeks on skanneri seisupunkti aluse rööpa küljed ja kõrvalrööpa pealne. Mõõdistuse lõpptulemusena (pärast laserskaneerimise seisudes mõõdistatud osapilvede kokku registreerimist) saadakse punktipilv, mis kujutab rööbaste pealseid ja nende sisekülgi. Rööpa telje asukoha saab tuletada, kui mõõta nihikuga rööpa laius. Haljend (2020) sai staatilise laserskaneerimise täpsushinnanguteks 1,5 mm ja 1,7 mm (keskmise ruutvea järgi ehk usaldatavuse 68,3% tõenäosusega) vastavalt plaanilisele ja kõrguslikule teostusmõõdistamisele. Küll aga tuleb mainida, et selles uuringus konstrueeriti kraanarööbaste kujud punktipilve põhjal manuaalselt ja parameetrilise modelleerimisega võiks neid täpsushinnanguid saada olulisel määral parandada.

Tulevikku vaatava alternatiivina võib kolmandana ära mainida ka spetsiaalselt kraanarööbaste mõõdistamiseks mõeldud kõrgtäpsed süsteemid, nagu näiteks eksperimentaalne mõõtesead ARTIS (joonis 10.8; täpsemate detailide jaoks vt Dennig jt, 2017). Peale esialgse teostusmõõdistamise saab säärase seadmega tõhusalt teha ka ekspluatatsioonis olevate kraanateede rööbaste kontrollmõõdistusi ja tuvastada

nende defekte. Selliste süsteemide kasutuseks seab praegu veel piirangu nende eeldatav kõrge hind (ARTIS on eksperimentaalne seade, mida seeriatootmises veel ei ole). Kuivõrd ARTIS on kinemaatiline mõõtesead, vajab selle rakendamine suure täpsuse tagamiseks laserjälgimissüsteemi pidevmõõdistuse referentsandmeid, kusjuures ainuüksi viimase hind jääb tüüpiliselt suurusjärku alates 100 000 eurost. Robottahhümeetri kasutus laserjälgimissüsteemi asemel tooks kaasa täpsuse olulise vähenemise, mistõttu ei omaks ARTIS täpsuselt enam kuigi suurt eelist elektron-tahhümeetriga mõõdistuse ees, kuid võimaldaks sellegipoolest suuremat hulka ja detailseid andmeid.



Joonis 10.8. Kraanarööbaste mõõdistussüsteem ARTIS (modif. Dennig jt, 2017).

10.2. Rippkraanateede montaaž

Rippkraana sõidab I-talade alumisel vöö, kusjuures rippkraana veerem asub täielikult või osaliselt sõiduvööst madalamal. Kraanatalad (st I-talad) kinnitatakse üldjuhul vahetult katuslae fermide või laetalade alla, kuid kasutatakse ka vahekronsteine. Kraanatalade paigaldamistäpsuse aluseks võib võtta näiteks standardi CII 70.13330.2012, mis sätestab järgmise:

- kraanatala telje lubatud hälbimine projektsest teljest on ± 3 mm;
- kraanatala alumise vöö lubatav pikikalle naaberkinnituste vahel on $0,0007l$ mm, kus l on kinnituste vahekaugus millimeetrites;
- kraanatalade alumiste vööde lubatav kõrguste erinevus põiklõikes on vahetul kinnitamisel
 - kinnituste juures ± 6 mm;
 - kinnituste vahel ± 10 mm;
- kraanatalade alumiste vööde lubatav kõrguste erinevus põiklõikes on vahekronsteinide kasutamisel ± 2 mm nii kinnituste juures kui ka vahel.

10.2.1. Kraanatalade märkimine

Rippkraana sõidutee väljamärgimisel tuleb märkida kraanatalade seesmised (st kraanapoolsed) servajooned katuslae fermide või laetalade alumisele vööle. Elektron-tahhümeetriga koordinaatmeetodil mõõdistades peab kasutama mini-ringprismat, mida saab suunata instrumendi poole alla (nt Leica GMP111 joonisel 3.1). Alternatiivina võib robottahhümeetri paigaldada fermide või laetalade alumisele vööle kinnitatud vastavale rakisele, kusjuures vertikaalnurkade minimeerimine võimaldab veidi ka mõõdistustöö täpsust parandada. Lähtudes standardist CII 70.13330.2012 (häälbimine projektsest teljest) ja peatükk 1 arutelust (ГОСТ Р 58941-2020), tuleks servajoonte märkimisele tagada mõõdistustäpsus 1,2 mm (st 40% lubatud ehituslikest hälvetest). See nõue on äärmiselt range, mistõttu peaks märkimist kindlasti tegema mõlema poolvõttega. Samuti oleks hea iga punkt märkida kahest eri seisust, et tagada märkimistööle maksimaalne kontrollitavus.

Märkimise käigus tuleb lisaks kontrollida kraanatalade kinnituskohtade kõrguseid. Arvestades näiteks, et kraanatalade kinnituste vahekaugus on 3 m, siis CII 70.13330.2012 järgi on kraanatala lubatud kalle naaberkinnituste vahel $0,0007 \cdot 3000 = 2,1$ mm. Kuna lubatud kalle sõltub naaberpunktide täpsusest, on ühe punkti (st fermi või laetala aluse kinnituskoha) nivelleerimise lubatav viga (lähtudes peatükk 1 arutelust) $(2,1 \cdot 0,4) / \sqrt{2} = 0,6$ mm. Sellist täpsust võib trigonomeetrilise nivelleerimisega olla raske saavutada (rakendama peab prismaga mõõdistust), kusjuures antud juhul oleks oluline, et instrumendi saab paigutada tööhorisondile, et vähendada suurte vertikaalnurkade negatiivset mõju (meenuta jaotise 8.4 trigonomeetrilise nivelleerimise täpsushinnangu analüüsi). Mõõdistada tuleb kindlasti täisvõttega ja soovitatavalt igat punkti kahest eri seisust, et tagada tulemuste kontrollitavus. Sellisel juhul saab võrdtäpsete kaksikmõõtmiste meetodil (vt jaotis 2.5) määrata ka täpsushinnangu. Trigonomeetrilise nivelleerimise alternatiivina võib madalate fermide ja laetalade korral kasutada ka teleskoopplatiga geomeetrilist nivelleerimist, mida tasub võimaluse korral kindlasti trigonomeetrilisele nivelleerimisele eelistada. Kontrollmõõdistuse tulemused tuleb anda madalaima fermi/laetala suhtes, kuna kraanatala saab madalamale paigaldada, kuid fermi/laetala sisse seda suruda ei saa.

10.2.2. Kraanatalade teostusmõõdistamine

Rippkraana sõidutee plaanilisel teostusmõõdistamisel pakub ennekõike huvi kraanatalade alumise vöö paiknemine, millel rippkraana sõidab. Kõige mugavam on selleks kasutada nihkemeetodit. Elektrontahhümeeter tuleks paigutada võimalikult kraanatala alla, kusjuures peab jälgima, et laserimpulsi langemisnurk ei läheks kraanatala alumise vöö aluspinna suhtes liialt suureks (langemisnurk võiks jääda alla 45°), kuna see põhjustaks täpsuse olulist vähenemist. Teostusmõõdistus tuleb teha täisvõttega

ja soovitatav on igat punkti mõõdistada kahest eri seisust, et tagada tulemuste kontrollitavus. Täpsushinnang saadakse võrdtäpsete kaksikmõõtmiste meetodil (vt jaotis 2.5). Teostusmõõdistuse tihedus tuleb valida kinnituskohdade tiheduse järgi. Alternatiivina võib plaanilisel teostusmõõdistusel mõõdistada ka I-talade vertikaalelemente, aga sellisel juhul peaks instrument talast võimalikult kaugel asetsema. Muud põhimõtted jäävad sarnaseks nihkemeetodi omadega.

Kraanatalade plaaniliste asendite teostusmõõdistamisel võib kasutada ka talade märkimisel märgitud topelpunkte. Selleks märgitakse lisaks talade servajoontele ka kontrolljooned näiteks 10 cm servajoontest sissepoole (st kraana poole). Pärast kraanatalade paigaldust saab joonlauaga määrata talade ülemiste vööde kaugused kontrollpunktidest, kus joonlaua lugem peaks olema täpselt 10 cm. Kui on vähem, siis on tala liialt sissepoole, aga kui rohkem, siis väljapoole. Mõningat ebatäpsust võib põhjustada asjaolu, et niimoodi kontrollitakse kraanatala ülemist vööd, kuid oluline on alumise vöö asend.

Kuigi nihkemeetod tagab peale kraanatala plaanilise paiknemise ka andmed tala kõrguste kohta trigonomeetrilise nivelleerimise põhimõttel, tuleks kõrguslik teostusmõõdistamine sooritada siiski eraldi, kuna täpsusnõuded on ranged. Kõrguslik teostusmõõdistamine käib täpselt samade printsiipide alusel nagu märkimisaegne kontroll (vt jaotis 10.2.1). Kui kõrguslikuks teostusmõõdistamiseks kasutatakse trigonomeetrilist nivelleerimist, tuleks seda teha prismaga ja soovituslikult võiks instrument paikneda tööhorisondil.

10.3. Kraanatee telgede optimeerimine

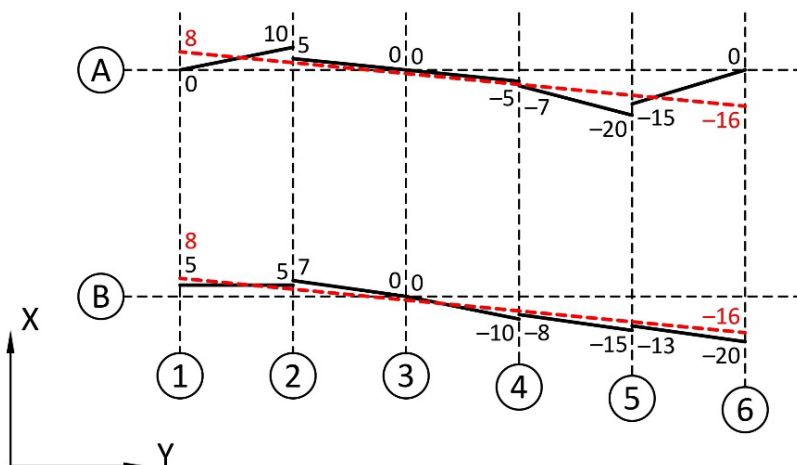
Kraanatalade või -rööbaste telgede optimeerimisarvutust kasutatakse, kui usaldatavad teljemärgid puuduvad. Selline olukord esineb enamasti ekspluatatsioonis olevate kraanateede rekonstrueerimisel ja kontrollmõõdistamisel. Kraanatee mõõdistamisel võib kasutada juhuslikku koordinaatide süsteemi, mis tuleks võimalikult hästi olemasoleva kraanatee järgi sobitada.

Näiteks esitab joonis 10.9 mõõdistatud 8 m pikkuste kraanatalade otste hälbeid (mustad väärtused) millimeetrites. Esialgseks teljeks on valitud baasjoon A1–A6, mis ühtlasi defineerib telje B asukoha. Eesmärk on määrata optimaalsed teljed, kus arvutusvalemid on järgmised:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n (Y_i - Y_k) \cdot (X_i - X_k)}{\sum_{i=1}^n (Y_i - Y_k)^2}, \quad (10.1)$$

$$v_i = (X_i - X_k) - \alpha \cdot (Y_i - Y_k), \quad (10.2)$$

kus X on mõõdistustulemuste põhjal leitud hälve esialgse telje suhtes (millimeetrites), Y on mõõdistuspunkti kaugus kraanatee otsast (meetrites) ja v on optimaalse telje suhtes arvatud hälve (millimeetrites). Allindeks k tähistab keskvaartust. Optimeerimisarvutused on esitatud tabelis 10.3, tabeli allosas olevate väärtuste leidmisel kasutatakse telgede A ja B andmeid koos.

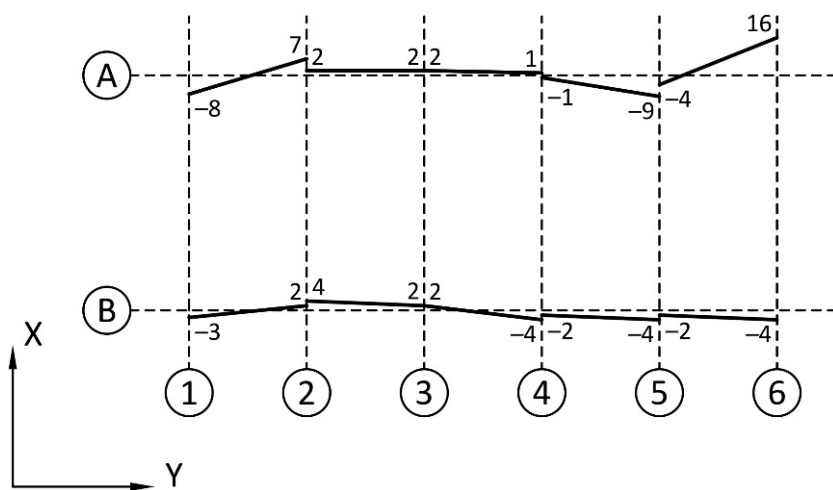


Joonis 10.9. Kraanatalade otste hälbed (mm) esialgsete telgede suhtes (mustad väärtused) ja optimaalsed teljed (punasega). Punased arvud on optimaalsete telgede otste hälbed esialgsest, st v_{A1} , v_{A6} , v_{B1} , v_{B6} negatiivsed väärtused.

Tabel 10.3. Kraanatalade telgede optimeerimisarvutus (vt ka jooniseid 10.9 ja 10.10).

Telg	Y [m]	$Y - Y_k$ [m]	X [mm]	$X - X_k$ [mm]	$(Y - Y_k)^2$ [m ²]	$(Y - Y_k) \cdot (X - X_k)$ [m · mm]	$\alpha(Y - Y_k)$ [mm]	v [mm]
Telg A								
1	0	-20	0	4,05	400	-81,0	12	-8
2'	8	-12	10	14,05	144	-168,6	7	7
2''	8	-12	5	9,05	144	-108,6	7	2
3'	16	-4	0	4,05	16	-16,2	2	2
3''	16	-4	0	4,05	16	-16,2	2	2
4'	24	4	-5	-0,95	16	-3,8	-2	1
4''	24	4	-7	-2,95	16	-11,8	-2	-1
5'	32	12	-20	-15,95	144	-191,4	-7	-9
5''	32	12	-15	-10,95	144	-131,4	-7	-4
6	40	20	0	4,05	400	81,0	-12	16
Telg B								
1	0	-20	5	9,05	400	-181,0	12	-3
2'	8	-12	5	9,05	144	-108,6	7	2
2''	8	-12	7	11,05	144	-132,6	7	4
3'	16	-4	0	4,05	16	-16,2	2	2
3''	16	-4	0	4,05	16	-16,2	2	2
4'	24	4	-10	-5,95	16	-23,8	-2	-4
4''	24	4	-8	-3,95	16	-15,8	-2	-2
5'	32	12	-15	-10,95	144	-131,4	-7	-4
5''	32	12	-13	-8,95	144	-107,4	-7	-2
6	40	20	-20	-15,95	400	-319,0	-12	-4
$Y_k = 20$			$X_k = -4,05$		$\Sigma = 2880$	$\Sigma = -1700$		

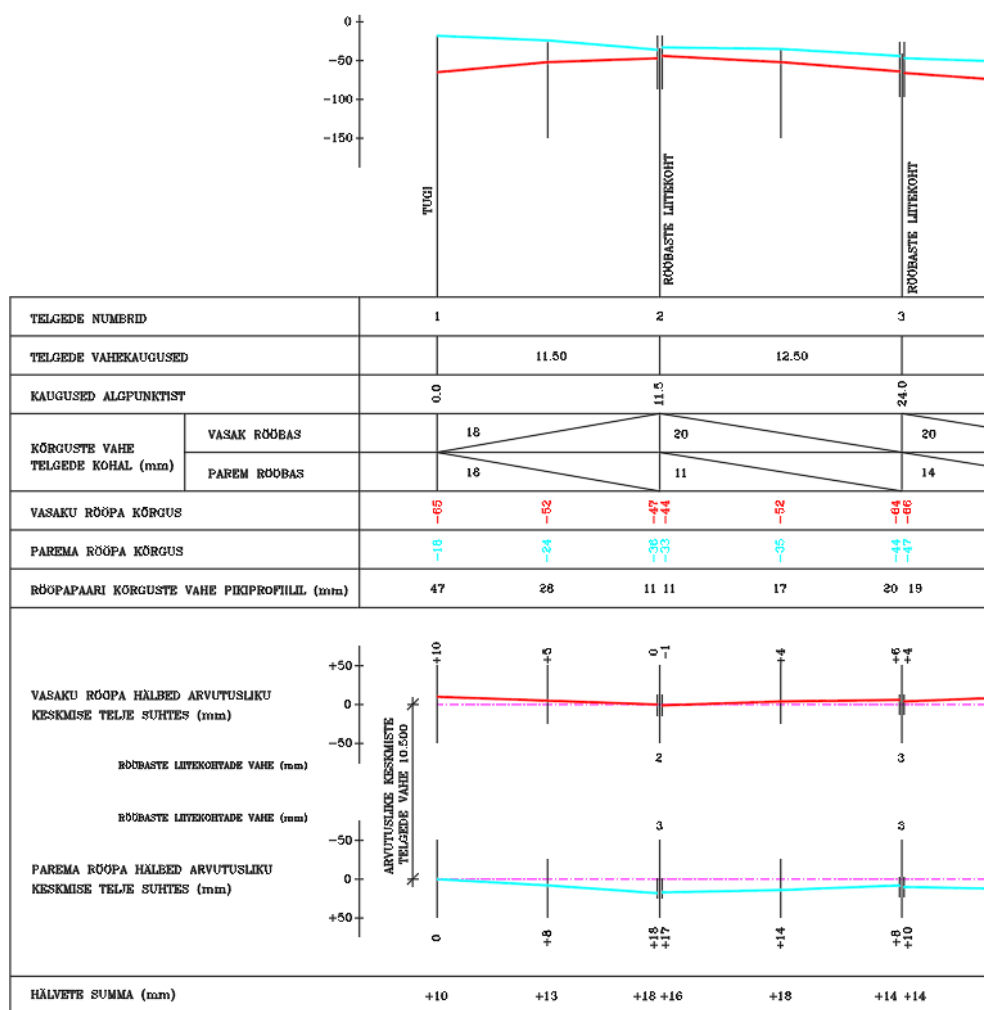
Optimeerimisarvutuse järel saadakse hálbed optimeeritud telgede suhtes (vt punaseid väärtuseid tabelis 10.3), arvutatud optimaalsed teljed on esitatud joonisel 10.9 punase kriipsjoonega. Töö tellijale tuleb esitada joonis, kus hálbed on antud optimaalsete telgede suhtes (joonis 10.10). Ka kraanateele tuleb välja märkida optimaalsed teljed. Selleks peab tegema tagasiarvutuse kasutatud koordinaatide süsteemi, nihked esialgsete telgede suhtes on näidatud tabelis 10.3 (punased väärtused).



Joonis 10.10. Kraanatalade otste hálbed optimeeritud telgede suhtes. Teostusjoonise osa.

Kui põiktelgede vahekaugused on ühesugused, siis kasutatakse sageli koordinaadi Y ühikuks põiktelgede sammu. Seega $Y_{A1} = 0$, $Y_{A2} = 1$ jne. Arvutustulemustes (v) erinevust ei ole.

Näite mõõdistatud kraanatalade pikiprofiilist leiab joonisel 10.11.



Joonis 10.11. Kraanatalade pikiprofiil, täiskomplektne. Kõrguslik ja plaaniline asetus koos hälvetega. Kõik hälbed on millimeetrites. Allikas: Inseneribüroo REIB OÜ (Mihkel Lemberg).

Peatükk 10 kontrollküsimused

1. Millises ehitustööde faasis võib alustada kraanateede montaažiga?
2. Millistest töötappidest koosneb sildkraanatee montaaži geodeetiline teenindamine? Millisel juhul ei toimu eraldi kraanarööbaste märkimist?
3. Millise põhinäitaja järgi jaotab ISO 12488-1:2012 kraanateed täpsusklassidesse?
4. Kas kraanatalade ja -rööbaste märkimisel on otstarbekam märkida telje- või servajooned (st paigaldusjooned)?
5. Miks ei ole välis-kraanaestakaadide talade ja rööbaste märkimisel soovitatav kasutada traati või kapronniiti?
6. Miks tuleb sildkraanatee nivelleerimisel nullpunktiks võtta tee kõrgeim punkt, aga rippkraanatee nivelleerimisel tee madalaim punkt?
7. Millisel juhul on vajalik kraanatee telgede optimeerimisarvutus?

IV OSA:

EHITUSGEODEETILISED TÖÖD MITMEKORRUSELISTE HOONETE EHITUSEL

11. Märkimisaluse projitseerimine tööde horisondile

Mitmekorruseliste hoonete ehitusel peavad erinevate kõrgusjärkude märkimisvõrgud ühtima suure täpsusega, kuna vastasel korral võivad tekkida ohtlikud kandekonstruktsioonide ekstsentrilisused. Märkimisaluse projitseerimiseks tööde horisondile võib kasutada

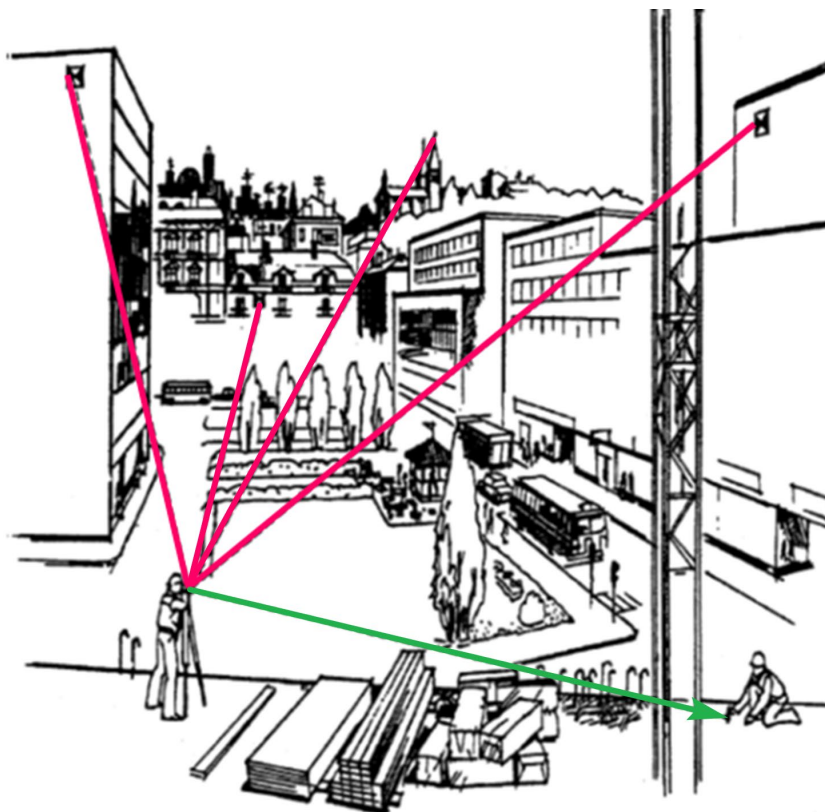
- joonelis-nurgalist vastulõiget;
- vertikaalviseerimist;
- polaar- või laterangulatsiooni meetodit.

Kõige mugavam ja kiirem on rakendada joonelis-nurgalist vastulõiget. Teisalt saavutab vertikaalviseerimise või laterangulatsiooni meetodil parima täpsuse, kuid need meetodid on oluliselt töömahukamad. Erinevalt viimasest kahest meetodist, saab joonelis-nurgalise vastulõikega määrata tööde horisondile kohe ka kõrgused. Vertikaalviseerimise ja polaar- või laterangulatsiooni meetodi kasutamisel on otstarbekas tuua kõrgused tööde horisondile trigonomeetrilise nivelleerimisega.

11.1. Joonelis-nurgaline vastulõige

Joonelis-nurgalise vastulõike kasutamisel märkimisaluse projitseerimiseks tuleb instrumendi seis tööde horisondil luua vähemalt kolme lähtepunkti baasil. Lähtepunktid tuleks kindlustada naaberehitistele (joonis 11.1), umbes poolele rajatava hoone kõrgusele. Probleemiks võib osutuda kõrgete lähtepunktide kindlustamine, aga ka piisava kõrgusega naaberehitiste puudumine. Ideaalis tuleks lähtepunktid kindlustada seintele monteeritavate prismadega, kuid see võib osutuda kulukaks ja vajab lubasid prismade monteerimiseks. Teisalt võimaldavad 360° prismad suurt viseerimissuundade varieeruvust, aga ka ringprismad on ehitatavale hoonele suunatatavad (joonis 11.2). Üldjuhul on 360° prismade tsüklilised vead väiksemad kui tasapindsete tähiste kasutamisel tekkivad suurte langemisnurkade põhjustatud vead.

Kuivõrd joonelis-nurgaline vastulõige ka tasandatakse, taanduvad mõne millimeetri suurusjärku tsüklilised vead osaliselt lõpplahendist välja rohkemate lähtepunktide kaasamisel. Lisaks võimaldab robottahhümeetri kasutus lukustada instrumenti prismale ja sooritada instrumendi täpset suunamist automaatselt, mida ei saa teha tasapindsete tähistega, kus peab tuginema optilisele viseerimisele. Täpsuse seisukohast on viimasena mainitud asjaolu oluline just kaugemate prismade/tähiste kasutamisel.



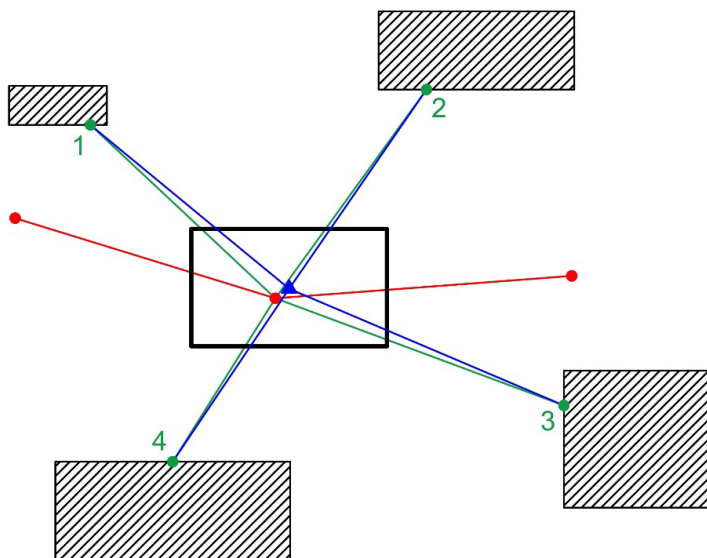
Joonis 11.1. Joonelis-nurgalise vastulõike loomine kaugelasuvate lähtepunktide baasil (roosad jooned) ja tööde horisondile polaarmetodil punkti märkimine (roheline nool; modif. Salmenperä, 1997).



Joonis 11.2. Seinale monteeritud ringprisma⁴³.

Lähtepunktide kindlustamine prismade või tähistega ja neile koordinaatide määramine tuleks teha enne hoone rajamise algust. Kõikide lähtepunktide esialgne koordineerimine võiks toimuda polaarmetodil ühelt ehitusplatsi märkimisaluse (tugivõrgu) punktilt, et vähendada nende omavahelisi vigu. See ehitusplatsi märkimisaluse punkt võiks asuda võimalikult ligidal ehitatava hoone tsentrile (vt joonis 11.3), et hilisemal joonelis-nurgalise vastulõike loomisel tekkivate vigade iseloom oleks ühetaoline igal tööde horisondil (joonelis-nurgalise vastulõike täpsust on lähemalt käsitletud jaotises 2.3). Kontrolliks oleks hea määrata võimaluse korral igale lähtepunktile ka teised koordinaadid mõnelt muult sobivalt ehitusplatsi märkimisaluse punktilt, et need rippuvaks ei jääks. Koordineerida tuleb vähemalt kahe täisvõttega. Lähtepunkte peab ümber ehitatava hoone olema küllaldaselt, et mõne suuna varjesatusel oleks alati võimalik kasutada vähemalt kolme lähtepunkti.

⁴³ Allikas: <https://www.spectotechnology.com/product/l-bar-monitoring-prism/> (viimati külastatud 06.06.2024).



Joonis 11.3. Joonelis-nurgalise vastulõike (sinisega) abil naaberehitistele kindlustatud lähtepunktide (1–4) ja korruse lähtepunktide koordineerimine. Punasega on kujutatud ehitusplatsi märkimisalus ja rohelisega lähtepunktide koordineerimine polaarmetodil. Jämeda kontuuriga on kujutatud ehitatava hoone piirjoon.

11.2. Vertikaalviseerimine

Vertikaalviseerimise meetod hakkas levima 20. sajandi keskel, kui nivelliiri baasil konstrueeriti esimesed vertikaalviseerimise instrumendid. Tänapäevaste näidetena võib mainida optilist seniitloodi FG-L100 (vt joonis 11.4, vasakul), mille nominaalseks täpsuseks lubatakse andmebrošüüri järgi 100 m kõrgusel 1 mm (pikksilma suurendus 32 korda), ja laser-seniitloodi DZJ2 (vt joonis 11.4, keskel) nominaalse täpsusega 2,5 mm 100 m kõrgusel. Peale seniitloodide toodetakse ka nadiirloodi ja vertikaalviseerimise instrumente, mis võimaldavad nii üles kui ka alla viseerimist, nagu näiteks optiline instrument FG-L30 (vt joonis 11.4, paremal), mille nominaalseks täpsuseks on kummaski suunas viseerimisel 1 mm 30 m kaugusel (pikksilma suurendus 9 korda).

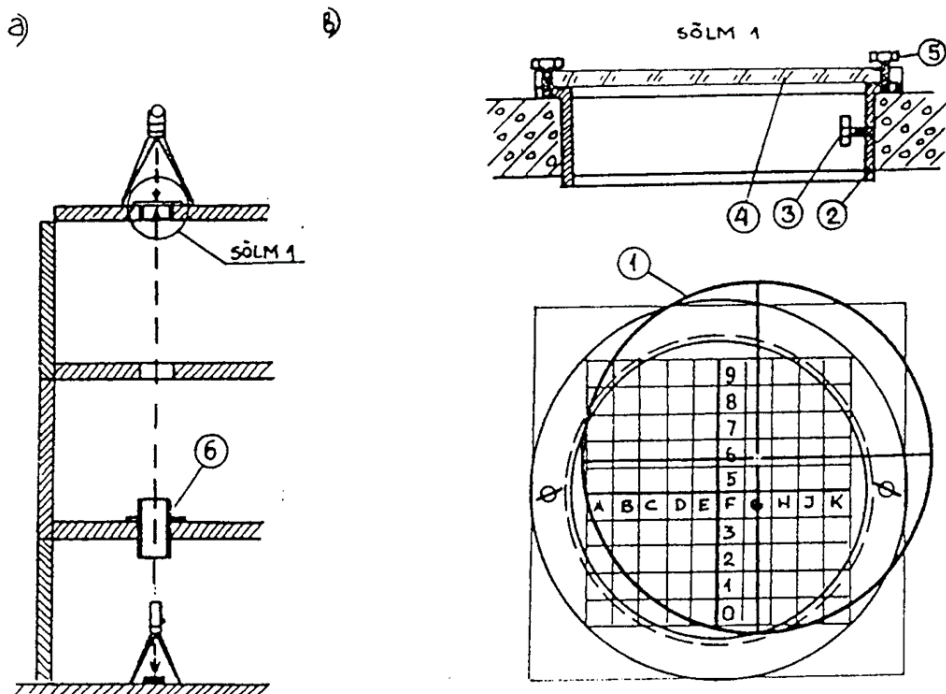


Joonis 11.4. Vertikaalviseerimise instrumendid FG-L100 (vasakul)⁴⁴, DZJ2 (keskel)⁴⁵ ja FG-L30 (paremal)⁴⁴.

Vertikaalviseerimiseks tuleb hoone keldri põrandale kindlustada vähemalt kolm (soovitavalt neli) hoonesisese märkimisaluse punkti. Nende punktide kohale tuleb ette näha terve hoone ehituse ajaks vabaks jäävad vertikaalviseerimise kanalid (vt joonis 11.5a), mille asukohad peaks kavandama ehitustööde projektis. Monteeritava vahelagede korral tuleb pärast paneelide montaaži teha paneelidesse avad (nt puurida) ja monoliitsete vahelagede korral paigutatakse ettenähtud kohtadesse avatäidete korgid. Avade asukohad märgib ehitusgeodeet, sest nende mõõtmed on suhteliselt väikesed (nt 200×200 mm) ja need peavad jääma täpselt üksteise kohale. Ka avade märkimiseks saab kasutada vertikaalviseerimist, kus märgid tehakse viimati valminud/valmiva korruse vahelae lakke. Alternatiivina võib avade märkimiseks kasutada joonelis-nurgalist vastulõiget järgmisel tööde horisondil (vt jaotis 11.1), kus vertikaalviseerimine võimaldab hiljem suuremat projitseerimistäpsust. Sooja- ja vee-torustiku püstikute jaoks kavandatud avad ei pruugi vertikaalviseerimiseks sobida, kuna ettenähtud torustikud võidakse paigaldada juba enne hoone viimaste korruste valmimist.

⁴⁴ Allikas: FPM Holding GmbH (Freiberger Präzisionsmechanik) fpm.de (viimati külastatud 01.06.2025).

⁴⁵ Allikas Hiina RV ettevõtte FOIF, foif.com (viimati külastatud 01.12.2023).



Joonis 11.5. Hoonesisese märkimisaluse punktile tsentreeritud vertikaalviseerimise instrument (a) ja sõlme 1 paigutatud lugemipalett (b), millele projitseeritud märkimisaluse punktile on tsentreeritud elektrontahhümeeter. Joonisel a: 6 – kaitsetuubus viseerimiskanal; joonisel b: 1 – instrumendi vaateväli ja lugemipaleti skaala, 2 – paleti kinnitustuubus sõlmes 1, 3 – tuubuse kinnituskruvi, 4 – läbipaistvast plastist palett, 5 – paleti kinnituskruvi. Lugemipaletilt näiva horisontaalniidi järgi on 63. Kui näiv horisontaalniit läbiks ruutusid G, oleks lugem G5. Lugemite järgi saab paletile (soovitavalt küll paletile kinnitatud paberilehele) märkida ülesprojitseeritud märkimisaluse punkti.

Tööde horisondil kinnitatakse kõikidesse vertikaalviseerimise avadesse kinnitustuubused palettidega (vt joonis 11.5b). Vertikaalviseerimise instrument (seniitlood) tsentreeritakse keldris asuvalle märkimisaluse punktile ja lugemipaletil olevale pauspaberile tehakse instrumendi abil märke. Seejärel keeratakse instrumenti 180° ja korraldatakse tegevust Keskmise märke annab projitseeritud märkimisaluse punkti lõpliku asukoha. Kui instrumendi kompensaator on ühesuunaline (nt nivelliiri baasil valmistatud vertikaalviseerimise instrumendid), tuleks märked teha näiva horisontaalniidi abil tehtud lugemi järgi iga 90° tagant. Edasi projitseeritakse tööde horisondile ka kõik järgmised märkimisaluse punktid, misjärel tuleb kontrollida nende omavahelisi kauguseid. Väiksematel vahekaugustel peaks kasutama terasruletti. Kui projitseeri-

tud punktid on kontrollitud, saab tööde horisondi märkimisvõrgu kindlustamist jätkata elektrontahhümeetriga polaarmetodil, tsentreerides esmalt instrumendi ühele projitseeritud punktidele (vt joonis 11.5a) ja orienteerides teisele.

Siinkohal võib analüüsida vertikaalviseerimisega saavutatavat projitseerimise täpsust, milleks võib püstitada järgmised eeldused.

- Projitseerimise kõrgus on 120 m.
- Kasutatakse eelmainitud seniitloodi FG-L100 ehk instrumendi nominaalne täpsus on 1 mm 100 m kõrgusel, pikksilma suurendus on 32 korda ja kompensatori nominaalne täpsus on 0,15".
- Keldris olevale märkimisaluse punktile tsentreerimise viga on 0,5 mm.
- Välioludest tingitud viga on 1 mm.
- Paleti jaotised on sentimeetrites.
- Punkti märkimiseks pauspaberile kasutatakse harilikku pliiatsit ehk kindlustamise veaks võib võtta 0,8 mm (vt tabel 1.1).

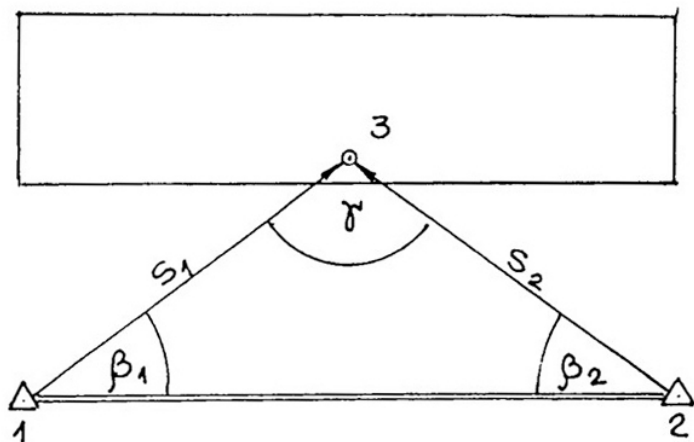
Seega on valemi 2.72 põhjal ühe märgi täpsus tööde horisondil keldris asuva märkimisaluse punkti suhtes (st projitseerimise täpsus) 2,0 mm. Kuivõrd instrumenti tuleb pöörata 180° ja teha ka teine märg ning lõplikuks märkeks võtta nende keskmine, võib lõplikuks projitseerimise täpsuseks lugeda $2,0/\sqrt{2} = 1,4$ mm.

Väiksematel kõrgustel saab vertikaalviseerimiseks põhimõtteliselt kasutada ka kahesuunalise kompensatoriga elektrontahhümeetrit, mis tuleb täpselt paika loodida ja vertikaalringi nurga lugemist lähtudes seniiti suunata. Projitseerimise märgi tehakse pauspaberile laseri täpi järgi. Suuremate kõrguste puhul selliselt aga läheneda ei tohi, kuna elektrontahhümeetrite kompensatorid on selleks üldjuhul liiga ebatäpsed (võrreldes spetsiaalsete vertikaalviseerimise instrumentidega). Lisaks veel, vastupidi vertikaalviseerimise instrumendi kompensatorile, parandab elektrontahhümeetri kompensator mitte vertikaaltelje asendit, vaid vertikaalringi lugevit, mistõttu tuleb elektrontahhümeeter pärast 180° pööramist vertikaaltelje asendi korrigeerimiseks uuesti täpselt paika loodida.

11.3. Polaar- ja laterangulatsiooni meetod

Märkimisaluse projitseerimine tööde horisondile polaarmetodil vajab vähemalt kahe hoonevälise ehitusplatsi märkimisaluse punkti olemasolu. Polaarmetodil projitseerimiseks toimitakse järgmiselt.

1. Elektrontahhümeeter tsentreeritakse hoonevälisele punktile 1 ja orienteeritakse punktile 2 (vt joonis 11.6).
2. Tööde horisondil paigutatakse sobivasse kohta statiivil prisma (punkt 3 joonisel 11.6) ja määratakse selle koordinaadid.
3. Selleks, et punkt 3 rippuvaks ei jääks, tsentreeritakse elektrontahhümeeter punktile 2 ja orienteeritakse punktile 1. Seejärel määratakse uuesti punkti 3 koordinaadid ja saadud kahed koordinaadid keskmistatakse.
4. Punktis 3 võetakse prisma treegerilt maha (statiiv ja treeger ei tohi liikuda) ning asendatakse elektrontahhümeetriga, mis orienteeritakse punktile 1 või 2. Enne seda toimingut on soovitatav seisupunkt tsentriiri abil põrandale märkida püsivuse kontrolliks.
5. Pärast tahhümeetri orienteerimist punktis 3 toimub tööde horisondi märkimisvõrgu edasine kindlustamine.



Joonis 11.6. Märkimisaluse projitseerimine tööde horisondile polaarmetodil, bipolaarmetodil või laterangulatsiooni meetodil. Tähistused: 1, 2 – maapealse baasi punktid, 3 – märkimisaluse punkt tööde horisondil, β_1 , S_1 – märgitud nurk ja kaugus polaarmetodil, β_2 , S_2 lisaks märgitud suurused bipolaarmetodil, γ – lisaks mõõdetud nurk laterangulatsiooni meetodi saamiseks.

Polaarmetodi saab edasi arendada laterangulatsiooniks, kasutades kolme statiivi meetodit (st igas punktis on statiiv), nurgad ja kaugused naaberpunktideni määratakse igas punktis. Kui instrumendi väliarvuti ei võimalda laterangulatsiooni tasandamist, on vajalik sülearvuti ja tasandusprogrammi (programmeeritav jaotise 2.3.1 põhimõtete alusel) olemasolu. Laterangulatsiooni hinnangulist analüütilist täpsust saab määrata jaotiste 2.1.3 ja 2.1.4 analoogial. Võrreldes polaarmetodiga võimaldab laterangulatsioon paremat kontrolli ja tasandamise tõttu ka suuremat täpsust. Nii polaar- kui ka laterangulatsiooni meetodi olulisimaks puuduseks on aga hoonevälise

ehitusplatsi märkimisaluse punktide kindlustamine, kuna enne hoone viimase koruse rajamiseni jõudmist on neil suur oht ehituse käigus hävida. Võimaluse korral tuleb baasjoon (1–2 joonisel 11.6) kindlustada mõne säilitatava ehitise või territooriumi piirdeaia vahetusse lähedusse (umbes meetri kaugusele) või säilitatavale kõva kattega kõnniteele (vaadeldes esmalt rajatavate maa-aluste tehnovõrkude asetust). Samuti ei saa polaar- ega ka laterangulatsiooni meetodit kasutada kõrghoonete ehitusel.

Peatükk 11 kontrollküsimused

1. Milliste meetoditega võib märkimisalust tööde horisondile projitseerida?
2. Kuidas tuleb kasutada nivelliiri baasil valmistatud vertikaalviseerimise instrumenti?
Miks?
3. Millised on vertikaalviseerimise instrumendi eelised võrreldes elektrontahhümeetriga?

12. Karkasshoonete rajamine

Mitmekorruseliste karkasshoonete kandevepostidena kasutatakse nii monteeritavaid kui ka kohapeal valatud (st monoliitseid) poste. Postid on enamasti ruudu-, ristküliku- või ringikujulise ristlõikega; tööstushoonete korral võidakse kasutada ka muutuva ristlõikega poste. Monteeritavate postide otste ühendamiseks kasutatakse polt- või keevisliiteid. Viimaste puuduseks on keevitamisel tekkida võivad postide ettearvamatud hälbed, mida võib olla keeruline korrigeerida. Ka monoliitsete postide armatuurvardad võidakse ühendada keevisliidetega.

Mitmekorruselised monteeritavad karkasshooned võivad olla postide ühe või mitme kõrgusjärguga. Esimesel juhul (üldiselt kui hoonel on kuni neli korrust) koosneb postide sammast kuni katuslaeni ainult ühest postist. Teisel juhul moodustavad vahemiku vundamendist kuni katuslaeni ühtse liitsamba kaks või enam posti. Postidele toetuvad horisontaalsed kandevelemendid ehk riivtalad. Koos moodustavad need hoone pikiteljega ortogonaalsed raamid, millel on tunduvalt suurem jäikus piki raami kui üksikul postil. Monteeritava karkasshoone pikisuunaline jäikus tagatakse postide kohal raame ühendavate vahelae sidepaneelidega (horisontaalne element) ja seinte diafragmapaneelidega (vertikaalne element).

Sarnaselt ühekorruselise karkasshoonega on ka mitmekorruselise karkasshoone vastupidavuse geomeetriliseks tingimuseks, et põhiliste vertikaalsete kande-konstruktsioonide, eeskätt postide, hälbed jääksid vertikaalsuunast ja projektasenditest standardite piiresse. Peamised erisused mitmekorruselise karkasshoone ehitusgeodeetilises teenindamises (võrreldes ühekorruselisega) seisnevad märkimisväärsuse tööde horisondile projitseerimises (vt peatükk 11 algus) ja postide projektasendisse rihtimises. Näiteks piisab poltühenduste korral üldiselt vaid postide vertikaalseks rihtimisest (suunamata montaažil, vt jaotis 12.1.1). Ka teostusmöödistamisel tuleb nüüd kindlasti määrata postide alumiste ja ülemiste lõigete hälbed projektasendite suhtes (nt nihkemeetodiga, vt jaotis 8.1) ning hinnata nende põhjal postide vertikaalsust (st nt projitseerimismeetod ei pruugi sobida). Selleks peavad eri kõrgusjärgude märkimisvõrgud ühtima suure täpsusega.

Meeles tuleb pidada, et mitmekorruseliste hoonete korral lisanduvad tüüpilistele möödistusvigadele (nagu õpiku varasemates osades käsitletud) märkimisväärsuse projitseerimisega seotud vead. Märkimisväärsuse juures on lisaks veel äärmiselt oluline, et see kindlustataks tööde horisondil teostusmöödistuse tarbeks piisava tihedusega (st arvestades peamiselt ehitatavate seinte poolt varjatud nähtavustega). Selleks peab märkimisväärsuse planeerimisel lähtuma korruste projektjoonistest. Võimaluse korral oleks hea, kui märkimisväärsuse punktid oleks igal korrusel sarnase paigutusega. Sel juhul, kui instrumendi seisud asetsevad üksteise kohal, on möödistustel tekkivate vigade iseloom ühetaoline.

Kui normdokumenti ei ole projektis täpsustatud, võib nii raudbetoonist monteeritavate kui ka monoliitsete karkasshoonete korral lähtuda standardist EVS-EN 13670:2010, mis sätestab järgmist:

- posti lubatav kõrvalekalle vertikaalsuunast (võrreldakse posti alumist ja ülemist lõiget) on
 - posti kõrgusel kuni 10 m kas 15 mm või $h/400$ mm (valitakse neist suurem);
 - posti kõrgusel üle 10 m kas 25 mm või $h/600$ mm (valitakse neist suurem),
- kus h on posti kõrgus millimeetrites;
- postide või seinte tulba lubatav kõrvalekalle vertikaalsuunast on mistahes korrusel kas 50 mm või $\sum h_i / (200\sqrt{n})$ mm (valitakse neist väiksem), kus $\sum h_i$ on korruste kõrguste summa millimeetrites ja $n > 1$ korruste arv;
- postide või seinte telgede vaheline lubatav hälve järjestikustel korrustel on $[(t_1 + t_2)/2]/30$ mm või 15 mm (valitakse neist suurem, kuid ei lubata üle 30 mm), kus t_1 ja t_2 on postide laiused või seinte paksused;
- posti või seina lubatav hälve abipidejoonest (teljest) on ± 25 mm;
- naaberpostide või -seinte vahekauguse lubatud hälve on ± 20 mm või $\pm l/600$ mm (valitakse neist suurem, kuid ei lubata üle 60 mm), kus l on naaberpostide või -seinte vahekaugus millimeetrites.
- ülemise korruse lubatav kõrgushälve abisüsteemi (hoone nulli) suhtes on
 - ± 20 mm hoone kõrgusel kuni 20 m;
 - $\pm 0,5(H + 20)$ mm (kuid ei lubata üle 50 mm) hoone kõrgusel üle 20 m, kus H on hoone kõrgus.

Kui geomeetrilise hälbe kohta on esitatud erinevaid nõudeid, siis rakendub neist rangeim (ei käi märkuse „valitakse neist suurem“ kohta).

Näiteks postide tulba lubatav kõrvalekalle vertikaalsuunast hoone 5. korrusel (iga korruse kõrgus on nt 4 m) on $(5 \cdot 4000) / (200 \cdot \sqrt{5}) = 45$ mm. Kuna 45 mm on väiksem kui 50 mm, siis 45 mm jääb ka postide tulba lubatavaks kõrvalekaldeks vertikaalsuunast hoone 5. korrusel, kus võrdlus käib postide alumiste ja vastava korruse ülemiste lõigete vahel. Teise tõlgendamise näitena võib võtta ruudukujulised 500×500 mm postid, mille telgede vaheline lubatav hälvimine järjestikustel korrustel on $[(500 + 500)/2]/30 = 17$ mm. Kuna 17 mm on suurem kui 15 mm, siis 17 mm jääb ka nende postide telgede vaheliseks lubatavaks hälbeks järjestikustel korrustel. Selles näites peab projitseeritud märkimisalus nii eelneval kui ka järgneval korrusel tagama mõõdistustäpsuse $(17 \cdot 0,4)/\sqrt{2} = 4,8$ mm (otseste mõõdistusvigade ja projitseerimise vigade kombinatsioon).

Mis puutub teraskonstruksioonidesse, siis nende kohta käivaid nõudeid on loetletud peatükk 9 alguses ja siin seda võrdlemisi pikka loetelu dubleeritud ei ole. Täiendavalt võib standardist EPN-ENV 3.1.1 lisada järgmist:

- mitmekorruselise hoone puhul on posti lubatav kõrvalekalle vertikaalsuunast $0,002h$ mm ühe korruse ulatuses, kus h on postide tulba kõrgus millimeetrites;
- postide tulba lubatav kõrvalekalle vertikaalsuunast on mistahes korrusel $0,0035 \sum h_i / \sqrt{n}$ mm, kus $\sum h_i$ on korruste kõrguste summa millimeetrites ja $n > 1$ korruste arv.

Sarnaselt võib standardist AISC 303-16 ära tuua järgmised lisanõuded:

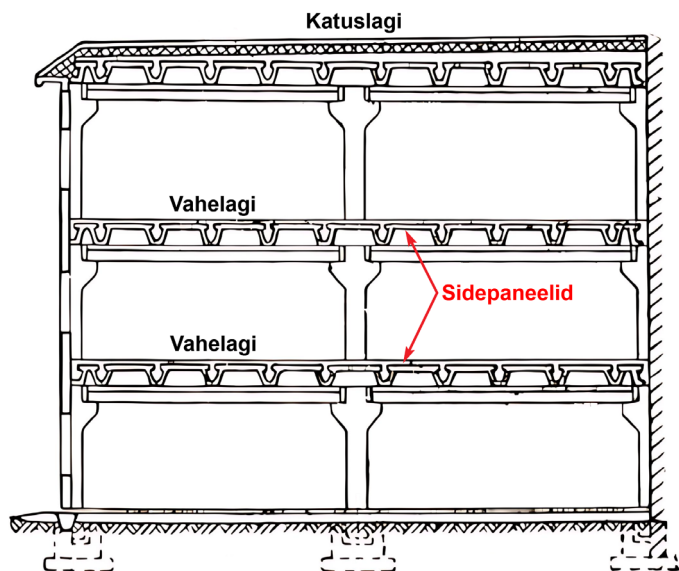
- postide tulba lubatav kõrvalekalle vertikaalsuunast on kuni 20. korruseni $h/500$ mm (kuid ei lubata üle 25 mm fassaadi poole ja üle 50 mm hoone sissepoole), kus h on posti kõrgus millimeetrites;
- alates 21. korrusest lubatakse iga korruse kohta 2 mm lisahälvet (kuid ei lubata kokku üle 50 mm fassaadi poole ja üle 75 mm hoone sissepoole).

12.1. Monteeritavad karkasshooned

Mitmekorruselise monteeritava karkasshoone (vt lõike näidet joonisel 12.1) rajamisel tehtavad ehitusgeodeetilised tööd võib jagada viite vastavate ehitustööde kulgemisest tingitud etappi:

- 1) esimese kõrgusjärgu postide rihtimine, alumiste lõigete teostusmöödistamine ja kõrguste kontrollmöödistamine, mis kõik käivad sarnastel põhimõtetel nagu ühekorruseliste tööstus- ja laohoonete teema juures juba käsitleti;
- 2) esimese kõrgusjärgu postide vertikaalsuse kontrollmöödistamine, mis tehakse pärast esimese horisondi riivtalade ja sidepaneelide montaaži. Esimese kõrgusjärgu riivtalade montaaž mõjutab postide vertikaalsust kõige enam. Kontroll on eriti oluline, kui riivtalad ühendatakse keevisliidetega. Võimaluse korral tuleks instrument paigutada väljapoole hoonet, et vältida ehitustegevusest tuleneva vibratsiooni mõju;
- 3) märkimisaluse projitseerimine järgmisele montaažihorisondile;
- 4) telgede detailmärkimine järgmisele montaažihorisondile (suunatud montaažil, vt jaotis 12.1.1) ning esimese kõrgusjärgu postide ülemiste lõigete ja kõrguse teostusmöödistamine;
- 5) järgmise kõrgusjärgu postide rihtimine projektasenditesse.

Edasi hakkavad ehitusgeodeetilised tööd esimese kõrgusjärguga sarnaselt korduma.



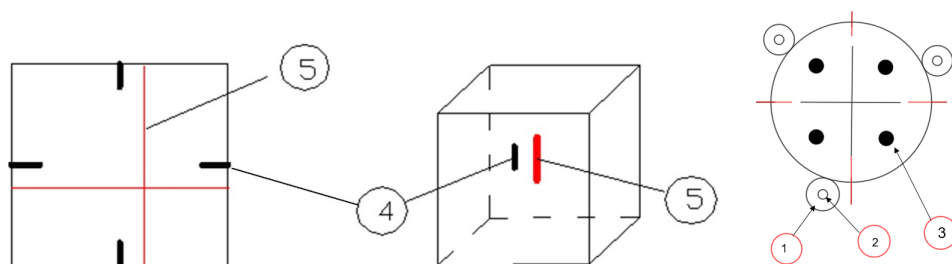
Joonis 12.1. Kolmekorruselise monteeritava tööstushoone lõige (modif. Avakjan, 2014).

12.1.1. Postide rihtimine ja märkimistööd monteeritava karkasshoone ehitusel

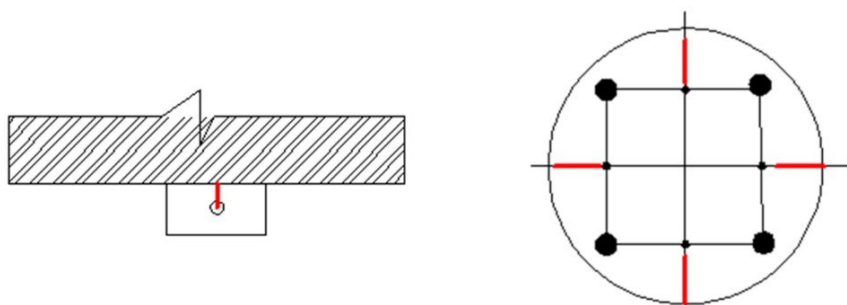
Ehitusgeodeetiliste tööde iseloom monteeritava karkasshoone montaažihorisondil oleneb sellest, kas tegemist on suunamata või suunatud montaažiga. Suunamata montaaži rakendatakse sagedamini postide ja riivtalade poltühenduste korral, kuna üldjuhul ei mõjuta poltühenduste tegemine postide kaldeid olulisel määral. Suunamata montaažil ühildatakse ülemise (st monteeritava) posti alaotsa geomeetrilised teljed alumise posti ülaotsa geomeetriliste telgedega, misjärel rihitakse ülemine post instrumentaalselt vertikaalseks (jaotise 8.2 põhimõtete alusel) ja postid ühendatakse omavahel kõrgtugevate poltühendustega. Kui aga teostusmöödistamisel ilmnevad suured montaažil tekkinud hälbed postide plaanilistes asendites, siis tuleb üle minna suunatud montaažile. Keevisliidete korral tekivad suured montaažihälbed kergesti ja neid on raske korrigeerida, mistõttu peab juba algusest ette nägema suunatud montaaži.

Suunatud montaaži puhul tehakse postide telgede detailmärkimine montaažihorisondile kohe pärast vahelagede montaaži ja märkimisalusel projitseerimist. Kui posti pealispind on vahelae tasandis, tuleks märkida nii posti geomeetrilised kui ka projektsed teljed posti pealispinnale (vt joonis 12.2, vasakul). Kui aga post ulatub

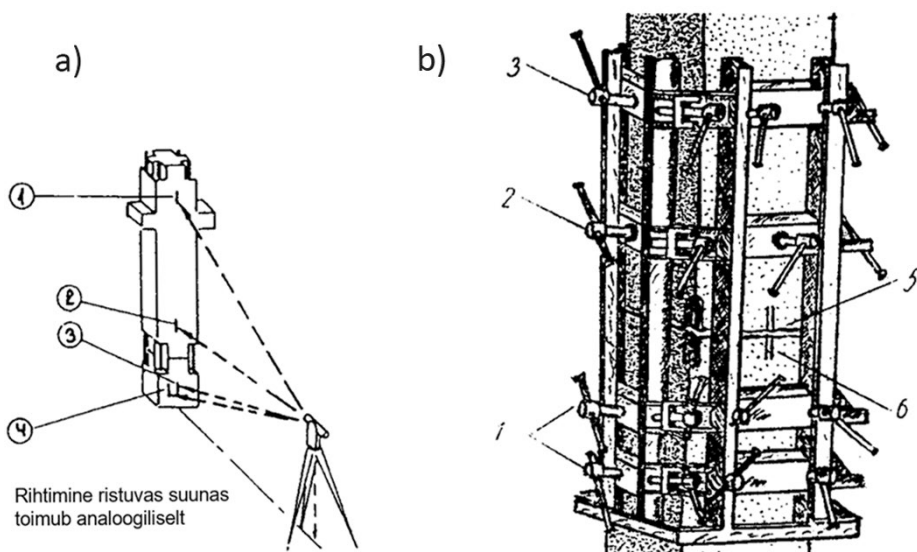
vahelae pealispinnast kõrgemale, toimub märkimine posti külgedele (vt joonis 12.2, paremal). Märkimise täpsuse suurendamiseks võib kasutada plaatrakist (vt joonis 12.3, vasakul), mida nihutatakse mööda posti külge, kuni rakise märkejoon ühtib telje suunaga. Ümara ristlõikega postide korral saab geomeetrilised teljed konstrueerida poldide asukohtade järgi (vt joonise 12.3, paremal). Edasi võib suunatud montaaž toimuda instrumentaalselt (joonis 12.4a), kus posti plaanilisel paika sättimisel tuleks arvestada nii geomeetriliste kui ka projektsete telgedega ja leida nende vahel kompromiss edasiseks montaažiks. Üldjuhul võiks proovida ühildada joonise 12.4a teljed 2 ja 3 ning 1 ja 4 paarikaupa, kusjuures peab jälgima, et posti kalle ei ületaks normatiividega lubatud kõrvalekallet vertikaalsuunast. Posti paika nihutamiseks võib kasutada ka konduktori abi (vt joonis 12.4b), mis jääb paika, kuni post on lõplikult kinnitatud.



Joonis 12.2. Posti geomeetriliste (4) ja projektsete (5) telgede märkimine vahelae tasandis olevale postile (vasakul) ja vahelaest kõrgemale postile (paremal). Vahelaest kõrgemale postile tehakse teljemärgid võimaluse korral kõigile külgedele. Ümarposti saab mõõdistada ümarrakisega, kus 1 – ümarrakis; 2 – ava rakises prisma vardade jaoks; 3 – ankrupolt või põhiline armatuurvarras.



Joonis 12.3. Plaatrakis (ring tähistab ava prisma vardale), mille punase joone järgi tehakse postile teljemärk (vasakul), ja ümara ristlõikega posti geomeetriliste telgede määramine ühenduspoldide asendite (mustad punktid) järgi (paremal).



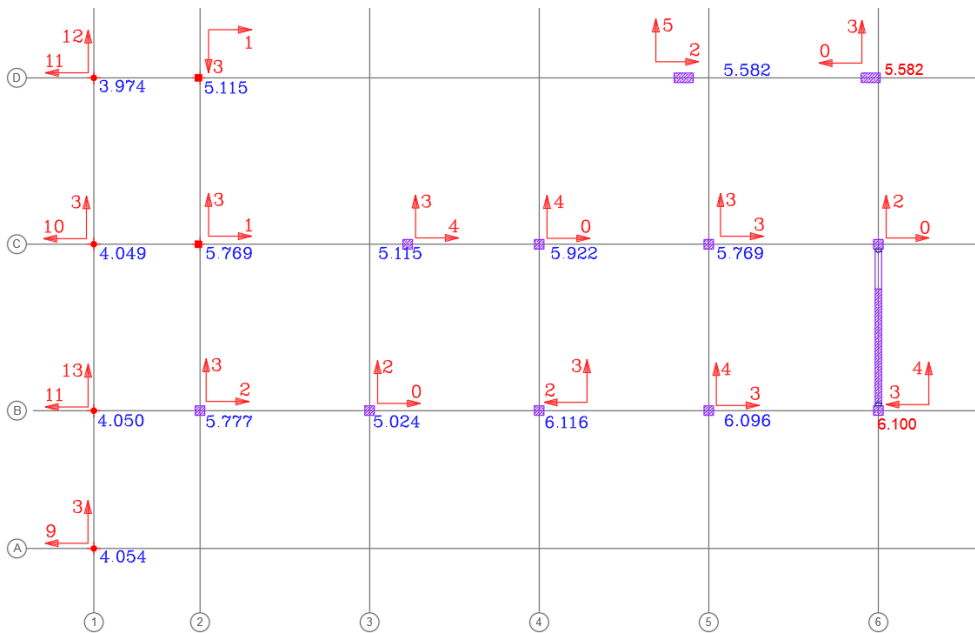
Joonis 12.4. Postide suunatud montaaž instrumentaalselt (a) ja konduktoriga (b). Joonisel a: 1 – ülemise (st monteeritava) posti ülemise lõike geomeetiline telg, 2 – ülemise posti alumise lõike geomeetiline telg, 3 – alumise posti ülemise lõike geomeetiline telg, 4 – projektne telg alumise posti ülemisel lõikel; joonisel b: 1 – kruvid konduktori kinnitamiseks alumisele postile, 2 – kruvid ülemise posti alaotsa nihutamiseks, 3 – kruvid ülemise posti kallutamiseks, 5 ja 6 – postide geomeetrilised teljed.

Pikemate postide paika rihtimisel tuleb arvestada, et tehasest väljuvad postid võivad olla paindes (st post on kumer) või pöördes (st posti alumine ja ülemine lõige ei ühti). Seetõttu tuleks esmalt hinnata postide kvaliteeti ja rihtimise käigus arvestada võimalike defektidega. Rihtimisel tuleb sellistele postidele leida optimaalne asend. Lõpetuseks tuleb ka siin meenutada, et postide rihtimise (aga ka võimaliku vahepealse kontrollmõõdistuse, mis toimub enne, kui tööde horisondi konstruktsioonid on lõplikult kinnitatud) käigus kogutud andmed ei sobi asendama teostusmõõdistamist, kuna ehituse käigus võivad tekkida lisahälbed. Olukorras, kus ehitaja soovib postide teostusjoonist enne lõplikke kinnitusi, võib rihtimistulemuste põhjal koostada esialgse kontrolljoonise, mis ei asenda teostusjoonist – seda tuleb ehitajale rõhutada. Ehitusgeodeet peab sellisel juhul ise teadma, et tuleb veel teha teostusmõõdistus (pärast lõplikke kinnitusi), mida ehitaja ei pruugi eraldi tellida.

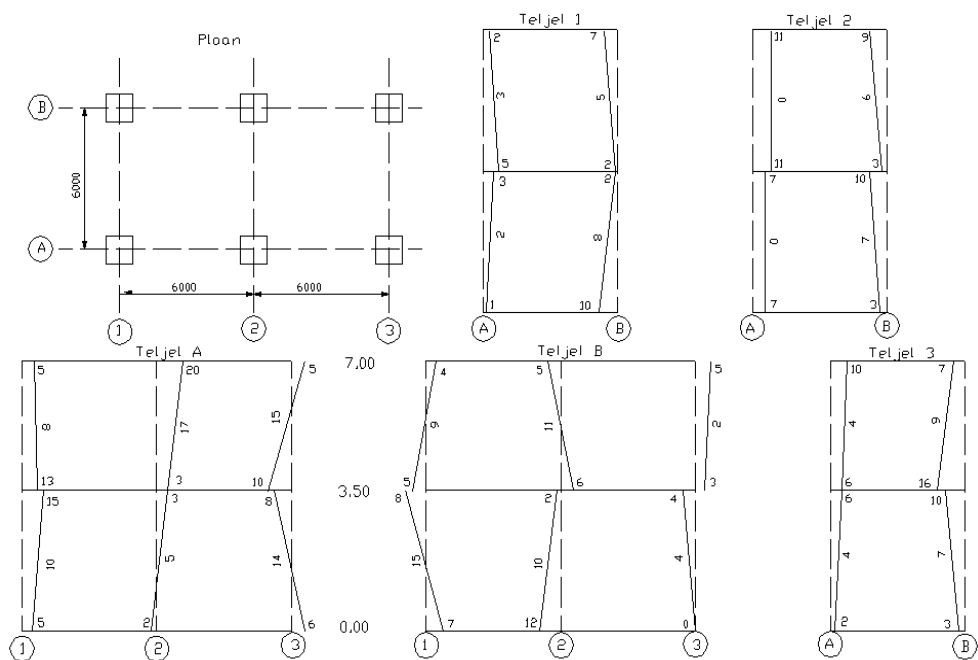
12.1.2. Teostusmöödistamine monteeritava karkasshoone ehitusel

Üldjoontes käib mitmekorruselise monteeritava karkasshoone postide teostusmöödistamine (lõiked, vertikaalsus ja kõrgus) samadel põhimõtetel nagu ühekorruselise hoone korral (st jaotise 8.4 alusel). Lisasoovitus on teha instrumendi seisupunktid igal korrusel üksteise kohale, et möödistustel tekkivate vigade iseloom oleks ühetasuline. Siin on oluline ka see, et eri korruste märkimisalused oleksid punktide paigutuselt sarnase lahendusega. Postide vertikaalsuse (st ülemiste lõigete) teostusmöödistamine tehakse pärast kõikide projektikohaste kinnituste valmimist ehk kinnitatud peavad olema nii riivtalad kui ka sidepaneelid. Kõrguste teostusmöödistamiseks on soovitatav paigutada elektrontahhümeeter sama taseme montaažihorisonidile, kus postid lõppevad, kuna see elimineerib suuresti vertikaalnurgast tuleneva trigonomeetrilise nivelleerimise veakomponendi. Kõrguslik teostusmöödistamine tuleks teha enne järgmise kõrgusjärgu postide paigaldamist. Kõrguslikud hälbed on otsustavaks anda kõrgeima posti suhtes (tinglik nullkõrgus montaažihorisonidil), kuna kõrguste ühtlustamiseks saab postide vahele lisada vahetükke, kuid postide otsi lõhkuda ei tohi. Peale postide tuleb möödistada ka seinte plaaniline asend (tüüpiliselt seina äärmised ülemised ja alumised nurgad) ning talade ja vahelagede kõrgus.

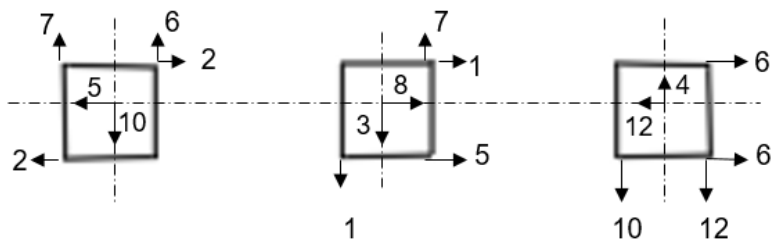
Sarnaselt teostusmöödistusega käib ka teostusjooniste koostamine analoogiliselt ühekorruselise hoone juhuga. Küll aga võiks lisaks sellele, et koostatakse teostusjoonised iga korruse kohta, näidates hälbed projektist postide alumistes ja ülemistes lõigetes (või hälbed vertikaalsuunast ülemiste lõigete hälvete asemel) ning postide kõrgused tüüpiliselt ehituse süsteemis (joonis 12.5), koostada ka kogu hoonet kirjeldavad joonskeemid (vt joonis 12.6). Sellised skeemid annavad ülevaate postide omavahelistest asenditest, vertikaalsusest ja ekstsentrilisusest kogu hoone kõrguse ulatuses. Esitatud jooniste 12.5 ja 12.6 puuduseks on, et need ei näita postide pöörded. Posti pöörded esitamiseks tuleb näidata vähemalt selle ühe külje mõlema serva hälbed (vt joonis 12.7).



Joonis 12.5. Karkasshoone ühe korruse postide kontrolljoonis. Nooled näitavad postide alumiste lõigete hälbeid (mm) projektasenditest X- ja Y-telje suunaliselt. Kõrgused (sinisega) on antud ehitise nulli suhtes, kuna tegemist on projektselt eri kõrgusega postidega. Kui postide otste kõrgused peavad olema samal tasandil, võib hälbed (joonisel esitamata) esitada ka kõrgeima posti suhtes. Allikas: Inseneribüroo REIB OÜ (Aso Allikmets).



Joonis 12.6. Kahe kõrgusjärguga monteeritava karkasshoone postide joonskeem. Arvud 0,00; 3,50; 7,00 tähistavad montaažihorizontide projektkõrguseid (m). Arvud postide all- ja ülaotsas tähistavad postide hälvet telgedest (mm), arvud posti keskel tähistavad postide hälvet vertikaalist (mm).



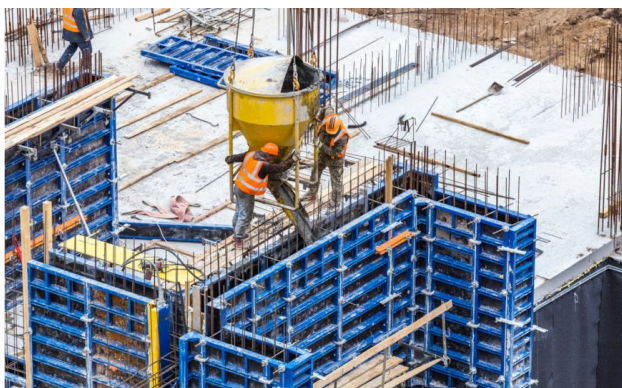
Joonis 12.7. Fragment monteeritava karkasshoone postide teostusjoonisest, mis näitab ka postide pöörded. Nooled postide nurkades näitavad postide alumiste lõigete hälvet projektasendist ja nooled posti keskel hälvet vertikaalsuunast. Kui posti kummaldi diagonaalil asuvad punktid näitavad suuri erinevusi posti pöördes, võib kahtlustada mõõdistusvigu.

12.2. Monoliitsed karkasshooned

Monoliitse karkassiga hoone rajamiseks vajalikud ehitusgeodeetilised tööd erinevad mõnevõrra monteeritava karkasshoone ehitusel tehtavatest töödest. Erinevused saavad alguse juba asjaolust, et monoliitse karkasshoone vundamendid on tüüpiliselt monoliitsed sammavundamendid. Tulenevalt ehitustööde kulgemisest võib ehitusgeodeetilised tööd jagada järgmistesse etappidesse.

1. Kui on nõutud, siis pärast vastavate raketiste paigaldamist (vt joonis 12.8) peab kontrollima postide ja seinte raketiste vertikaalsust ning talade ja vahelae raketiste kõrgust. Kui märkimisaluse projitseerimiseks on ette nähtud vertikaalviseerimine (enamasti kõrgehitiste korral), tuleb vahelagedesse märkida vertikaalviseerimise avade asukohad.
2. Pärast postide, seinte, talade ja vahelae betoneerimist (umbes pärast betooni 70% tugevuse saavutamist) võivad vajalikuks osutuda kontrollmõõdistused (st raketiste stabiilsuse kontroll). Kontrollima peab postide ja seinte raketiste vertikaalsust ning talade ja vahelae raketiste kõrgust.
3. Märkimisaluse projitseerimine järgmisele tööde horisondile.
4. Postide ja seinte raketiste märkimine (sisekontuurid ehk konstruktsioonide paiknemine) järgmisele tööde horisondile.
5. Postide alumiste ja ülemiste lõigete ning talade ja vahelae kõrguste teostusmõõdistamine pärast konstruktsioonelementide raketiste eemaldamist.

Eelloetletud tööd korduvad korruste kaupa.



Joonis 12.8. Näiteid raketistest: ümarposti⁴⁶ (vasakul), seinte⁴⁷ (paremal üleval) ning vahelae talade ja vahelae⁴⁸ (paremal all) raketised.

12.2.1. Märkimistööd monoliitse karkasshoone ehitusel

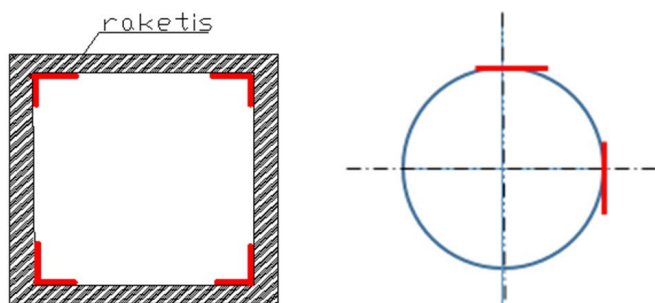
Raketise projektikohaseks paigaldamiseks tuleb teha selle märkimine. Nelinurkse posti korral tuleks märkida posti gabariidid ehk raketise sisekontuurid (vt joonis 12.9, vasakul), et posti asend oleks selgelt määratletud. Olenevalt ehitaja kogemustest võib piisata ka ühel diagonaalil olevate posti nurkade märkimisest. Seevastu ümara ristlõikega posti korral tasub märkida ristuvate telgede otstel posti puutujad, kumbki kahe koordineeritud punktiga (vt joonis 12.9, paremal). Raketiseks võidakse kasutada toru, mis jääbki posti ümbriseks. Järgmistel korrustel, kui alumiste postide

⁴⁶ Allikas: <https://www.asyapiemanlari.com.tr/products/formwork-systems/circular-steel-column-formworks> (viimati külastatud 12.06.2024).

⁴⁷ Allikas: <https://constrofacilitator.com/here-is-a-complete-in-depth-overview-of-formwork-construction/> (viimati külastatud 12.06.2024).

⁴⁸ Allikas: <https://www.bulow-bennet.com/en/poutrelle-de-coffrage-h20/> (viimati külastatud 12.06.2024).

hálbed jäävad teostusmöödistamise andmete alusel mugavalt normide piiresse, ei pruugi postide raketiste märkimist enam vaja olla, kuna ehitajad saavad ühildada ülemiste postide raketised alumiste postide ülaosadega ja rihtida raketised pika (2 m) vaaderpassiga vertikaalseks (jätkatud raketist võib näha joonisel 12.8 vasakul). Sarnaselt saab läheneda ka seinte korral. Seina raketise esialgsel märkimisel peaks üldjuhul piisama, kui märgitakse seina üks välisservadest (seina laius on teada). Inventaarsetest kilpidest raketise puhul tuleks tähistada kilpide otste asukohad.



Joonis 12.9. Nelinurkse (märgitakse nurgad, mille abil saab pika joonlaua või latiga teha märkjooned) ja ümara (märgitakse kaks puutujat) ristlõikega postide raketiste märkimine.

Erinevalt monteeritavatest karkasshoonetest võimaldab betooni valamine luua keerukamaid konstruktsioone. Seetõttu projekteeritakse monoliitsetesse karkasshoonetesse sageli kõverjoonelisi seinu, mille märkimisel tuleb arvestada projektikohaste kõverusraadiustega. Maksimaalset märkimise vahekaugust võib hinnata valemiga

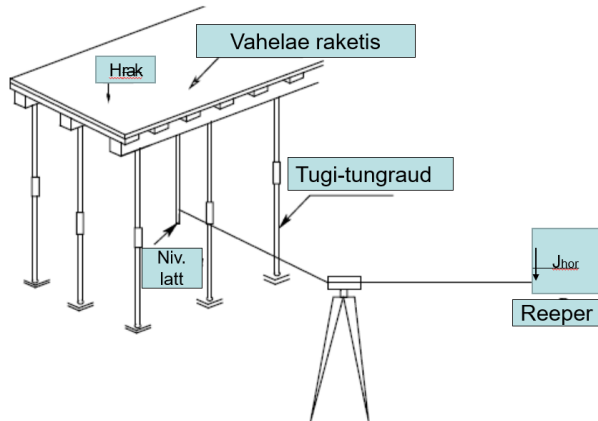
$$d = \sqrt{8R\delta}, \quad (12.1)$$

kus R on seina kõverusraadius ja δ läbipainde lubatav väärtus, mille võib standardist EVS-EN 13670:2010 lähtudes võtta 8 mm. Näiteks võib 40 m kõverusraadiuse korral hinnata märkide maksimaalseks vahekauguseks 1,6 m. Inventaarsetest kilpidest raketise puhul tuleb arvestada ka kilpide mõõtmetega.

Raketise paigaldusmärkide kõrvale on otstarbekas märkida ka kontrollmärgid, mis võiksid raketisest (st arvestades märkimisel raketise elementide paksust) jääda umbes 5 cm väljapoole. Kuna betoneerimise käigus hävivad marker- ja pliatsmärgid, tuleks kontrollmärkide kindlustamiseks kasutada näiteks betooninaelu. Sellised kontrollmärgid lihtsustavad oluliselt raketise kontrollmöödistusi (nt raketise stabiilsuse kontrolli).

Selleks, et ehitaja saaks konstruktsioonide ja raketiste kõrgust lasernivelliiriga määrata ning reguleerida (vt joonis 12.10), tuleb igale korrusele rajada tööreperid

H_{rak} . Viimasteks sobivad näiteks suuremad ümarpeakruvid, poldid või betooninaelad, mille võib sobivatesse kohtadesse paigaldada vahelae betoneerimise käigus. Tööreeperite kõrguse määramiseks tuleks kasutada kahe täisvõttega trigonomeetrist nivelleerimist. Korruste reeperite kõrguseid peaks hoonevälise objekti reeperi suhtes perioodiliselt kontrollima (samuti trigonomeetrisel nivelleerimisega).



Joonis 12.10. Monoliitse vahelae raketise kõrguse reguleerimine tungrauatüüpi tugedegaga, kus H_{rak} ja J_{hor} tähistavad vastavalt vahelae raketise laudise ja instrumendi horisondi kõrguseid (modif. Avakjan, 2016).

12.2.2. Teostusmöödistamine monoliitse karkasshoone ehitusel

Monoliitsete karkasshoonete teostusmöödistamise ja teostusjooniste põhimõtted on sarnased monteeritavate karkasshoonete omadega (vt jaotis 12.1.2). Suurim erinevus on see, et monoliitsete karkasshoonete teostusmöödistamine toimub tunduvalt hilisemas ehitusjärgus, kuna valmis valatud korruse raketist (vahelagi) ei võeta enamasti maha enne ühte kuud pärast betoneerimist, talveoludes võib see aeg ulatuda isegi mitme kuuni. Kuna postide kuju võib olla deformeerunud, tuleb monoliitsete neli-nurksete postide lõiked möödistada iga nelja nurga järgi. Ka seinad, talad ja vahelaed võivad samadel põhjustel vajada tihedamat möödistust võrreldes monteeritavate karkasshoonetega. Vahelagede teostusmöödistamisel tuleb kindlasti nivelleerida kõrgused postide juures ja postidevaheliste mõtteliste diagonaalide lõikepunktides. Peab märkima, et igasuguseid mõõtmisi monoliitsete vahelagede all võivad oluliselt segada raketise toed, mis võivad olla paigutatud meetrise sammuga. Kui postid märgitakse ainult esimesel korrusel, tuleb postide vertikaalsust hoolikalt kontrollida, sest lootuses, et ehitajad reguleerivad postid korrektselt vertikaalseks, võib siiski juhtuda, et ühel või teisel põhjusel nad seda ei saavuta ja liiga suurte vertikaalsuse hälvete tõttu võib osutuda vajalikuks hakata olukorra parandamiseks poste uuesti märkima.

Peatükk 12 kontrollküsimused

1. Kuidas erinevad mitmekorruselise hoone postide mõõdistustööd ühekorruselise hoone omadest?
2. Kuidas on soovitatav paigutada korruste märkimisaluste punktid ja kuidas tuleks valida instrumendi seisude asukohad?
3. Mis puhul on vajalik suunatud montaaž ja kuidas see toimub?
4. Milleks kasutatakse postide montaažil konduktorit?
5. Millal võib teha posti ülemise lõike asendi teostusmõõdistamist?
6. Miks peaks raketise kontrollmärgid kindlustama näiteks betooninaeltega?

13. Suurpaneelhoonete rajamine

Suurpaneelhooned monteeritakse valmisdetailidest (vt joonis 13.1) nagu monteeritavad karkasshooned, kuid erinevalt karkasshoonetest on nende vertikaalseteks kandevementideks seinapaneelid (peamiselt siseseinapaneelid). Peale seinapaneelide on muud peamised konstruktsioonelemendid sanitaartechnilised ja liftišahtide plokid, vahelaepaneelid ning trepimarsid ja -mademed. Suurpaneelhooned koosnevad tihti sektiioonidest, millel on igaühel oma trepikoda. Kuivõrd kandvad seinapaneelid võivad olla võrdlemisi õhukesed, on vajalik suur montaaži- ja seega ka märkimistööde täpsus. Sarnaselt karkasshoonetega võib täpsusnõuete puhul lähtuda standardist EVS-EN 13670:2010 (eeldades, et konstruktsioonelemendid baseeruvad raudbetoonil; muudel juhtudel, nt kui elemendid on puidust, tuleb lähtuda teistest standarditest), kui projekt normdokumenti ei täpsusta. Neid nõudeid on juba loetletud peatükk 12. Täpsustavalt võib lisada, et seina ± 25 mm lubatavat hälvet abipidejooonest peab tõlgendama ruuduna küljepikkustega 50 mm (võib jääda liialt leebeks nõu-



Joonis 13.1. Suurpaneelhoone montaaž⁴⁹.

⁴⁹ Allikas: <https://www.baufritz.com/uk/building-process/transport-and-assembly> (viimati külastatud 14.06.2024).

deks), kuhu sisse jääks seinapaneeli telje otspunkt (st arvestama peab kahe ristuva suunaga). Küll aga ei esita EVS-EN 13670:2010 kandva seina vertikaalsuse nõuet ühe korruse ulatuses, mis võiks standardi CII 70.13330.2012 järgi olla ± 10 mm (võrreldakse seina alumist ja ülemist lõiget).

Suurpaneelhoone lintvundamendi rajamine käib täpselt nii, nagu peatükk 6 käsitleb. Esile võib tõsta vaid keldri-/soklikorruse montaaži ja vastavaid ehitusgeodeetilisi töid, mis tuleb teha eriti hoolikalt, kuna hiljem on tekkinud hälbeid keeruline parandada. Üldjuhul on vundamendiülese osa (sh keldri-/soklikorruse) rajamiseks vajalikud järgmised ehitusgeodeetilised tööd:

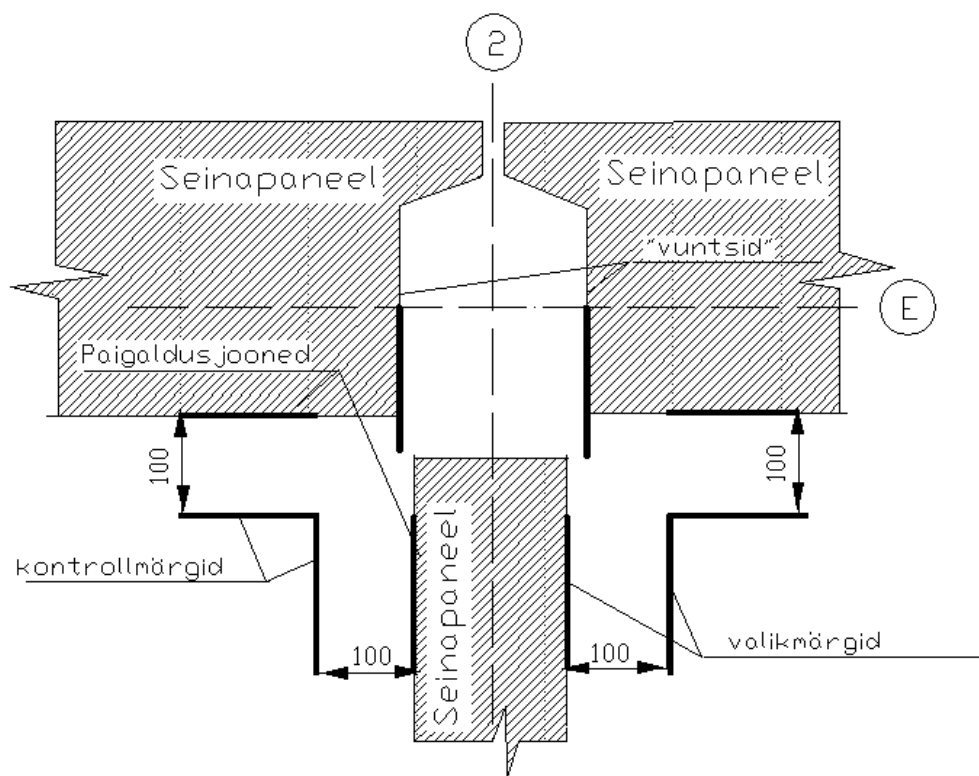
- 1) märkimisaluse projitseerimine montaažihorisonidile;
- 2) seinapaneelide paigaldusmärkide (st servamärkide) ja otsamärkide („vuntside“) või muude paigalduseks oluliste elementide (nt fiksaatorvarraste asukohtade) ning vajaduse korral ka kontrollmärkide (nt 10 cm paigaldusmärkidest) märkimine;
- 3) pärast seinapaneelide montaaži nende alumiste lõigete hälvete (projektasendi suhtes) teostusmõõdistamine ja vajaduse korral vertikaalsuse kontrollmõõdistamine;
- 4) seinapaneelide vertikaalsuse teostusmõõdistamine (st ülemiste lõigete mõõdistamine) pärast vahelaepaneelide montaaži;
- 5) vahelaepaneelide kõrguse teostusmõõdistamine ja kõrgusmajakate arvutus.

Need tööd korduvad korruste kaupa.

13.1. Märkimistööd ja teostusmõõdistamine suurpaneelhoone ehitusel

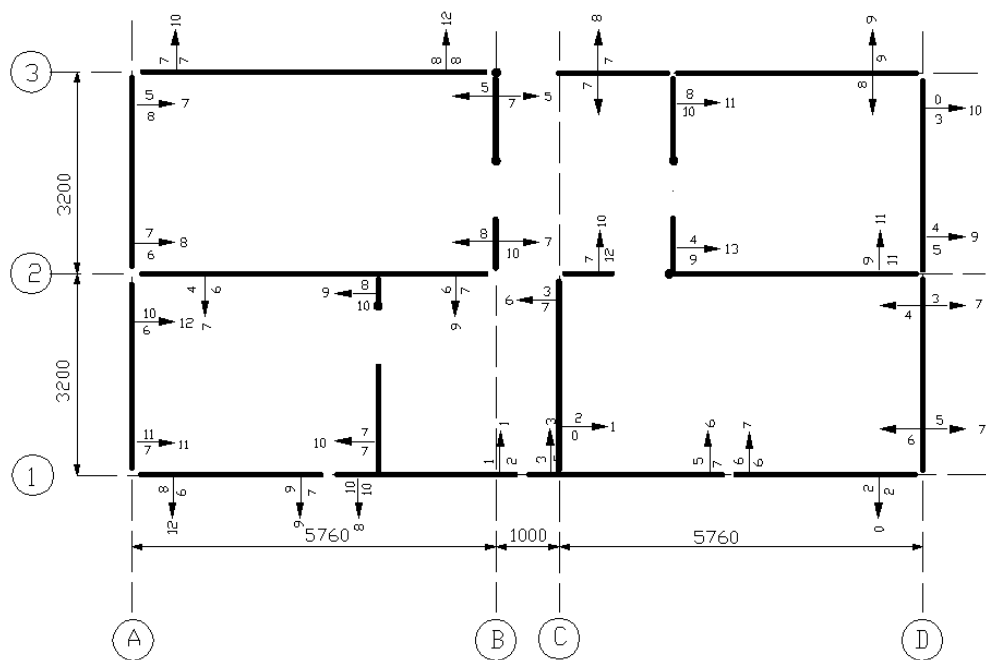
Tänapäeva suurpaneelhituse erinevuseks endisaegsest on asjaolu, et enam ei kasutata suurseeriaviisilist ehitust, kus terved linnaosad olid võrdlemisi ühenäolised, vaid on üle mindud väikeseeriaehitusele. Seeriaviisilisest ehitusest täiesti loobuda ei ole otstarbekas, sest siis kaoks suurpaneelhituse majanduslik efekt. Ka suurpaneelhituse ehitusgeodeetilist teenindamist oleks mõistlik mingil määral standardida (arvestades kunagisi mõõdistusmeetodeid, oli see varem tunduvalt olulisem). Näiteks suurpaneelhoonetest elamurajoonide mõõdistusel saab ette valmistada alusplaan teatud seeria tarbeks, mida oleks vajaduse korral mugav märkimistöö punktide ülestahendamiseks või teostusmõõdistuse krokiina kasutada.

Suurpaneelhoone elementide detailmärkimisel (vt joonis 13.2) tuleb märkida seinapaneelide otsamärgid („vuntsid“) ja paigaldusmärgid (st seinapaneelide servade asukohad). Joonisel 13.2 on põikseina paneelide paigaldus- ja kontrollmärkide paiknemine näidatud kahel pool paneeli, millest parempoolseid on nimetatud valikmärkideks. Tegelikult tulebki valida üks pool. Seega tuleb konstruktsiooni sõlmes märkida vähemalt viis märki, soovitatav on märkida viie joone kümme punkti, et moodustuksid jooned. Märkide kindlustamiseks võiks vajaduse korral kasutada betooninaelu, kui paneelide allapanuks kasutatakse liiga märga segu, mille tsemendipiim laiali valgub.

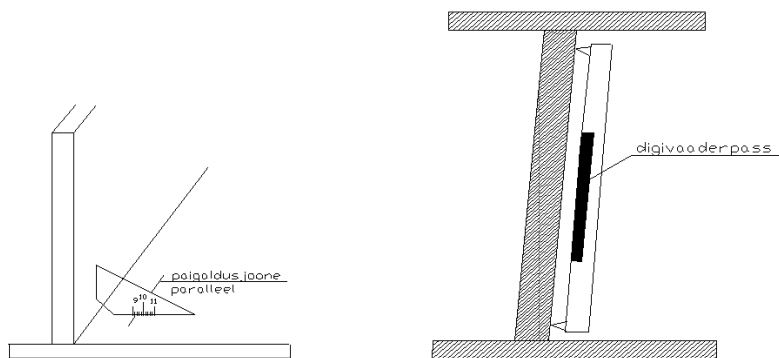


Joonis 13.2. Paigaldus- ja kontrollmärkide detailmärkimise skeem konstruktsiooni sõlmes.

Seinapaneelide teostusmõõdistamisel tuleb määrata nende alumiste ja ülemiste lõigete hälve projektist paneeli kummaski otsas (joonis 13.3). Alternatiivina tavapärasele mõõdistusele elektrontahhümeetriga võib alumiste lõigete mõõdistusel kasutada ka joonestuskolmnurka, mille täisnurk on ära lõigatud (vt joonis 13.4, vasakul), et paneeli alt välja ulatuv segukiht ei segaks mõõtmist. Sellisel juhul määratakse erinevust kontrollmärgi suhtes. Kui kontrollmärk oli 10 cm paigaldusmärgist, peab seda näitama ka joonlaua lugem. Vertikaalsuse kontrolliks sobib kaldemõõtja (st digitaalne vaaderpass), mille võiks kinnitada korrusekõrguse lati külge (kuna tüüpiliselt ei ületa digitaalsete vaaderpasside pikkus 120 cm), et saada kalle kogu seina ulatuses (vt joonis 13.4, paremal). Arvestades, et elektrontahhümeetriga mõõdistusel ei tohi laserimpulsi langemisnurgad liialt suured olla, võib suure täpsuse saavutamine vajada arvukaid instrumendi seisusid. Seetõttu võib eelmainitud alternatiivne meetod osutada elektrontahhümeetriga mõõdistusest kiiremaks ja täpsemaks.



Joonis 13.3. Suurpaneelhoone korruse seinapaneelide teostusjoonis. Väärtus noole peal on paneeli hälve selle alumises lõikes, noole ees olev väärtus on hälve vertikaalsuunast ja noolealune väärtus on paneeli alumise lõike hälve alumise paneeli ülaotsast. Hälbed on antud millimeetrites.



Joonis 13.4. Seinapaneeli alumise löike hälbe määramine kontrollmärgi ja joonestuskolmnurgaga (vasakul) ning seinapaneeli vertikaalsuse määramine lati külge kinnitatud digitaalvaaderpassiga (paremal). Pane tähele kolmnurga ära murtud täisnurka, et paneelialune segukiht ei segaks mõõtmist.

Lisaks seinapaneelide teostusmöödistusele tuleb nivelleerida ka vahelaepaneelide kõrgused. Üldiselt tuleb kõrgused mõõta kindlasti seinapaneelide paigaldusmärkide asukohtades, vahelaepaneelide liitumiskohtades määratakse kõrgema paneeli kõrgus. Nivelleerimistulemuste alusel koostatakse majakate skeem (joonis 13.5), mille põhjal toimub kandvate seinapaneelide allapanukihtide kõrguslik paigaldus. Nullkõrguseks võetakse montaažihorisondi kõrgeim punkt, millele määratakse sobiv tasanduskihi paksus (nt 10 mm) ja ülejäänud majakad on siis nivelleerimistulemustele vastavalt kõrgemad.



Joonis 13.5. Suurpaneelhoone korruse kõrgusmajakate teostusjoonis. Majakate kõrgus on antud millimeetrites.

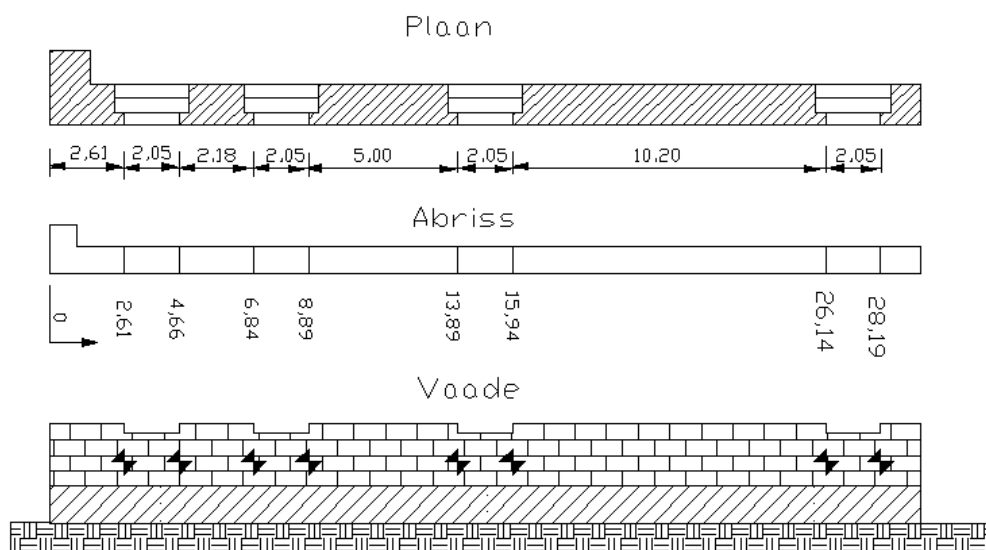
14. Kivihoonete rajamine

Kivihoonete all mõistetakse enamasti tellistest ja väikeplokkidest kandevseintega hooneid. Kiviehitiste alla üldisemalt kuuluvad ka pae- ja raudkivist ehitised, kuid viimaseid rajatakse tänapäeval harva. Kivihooned rajatakse tüüpiliselt lintvundamentidele, mille kohta saab täpsemalt lugeda peatükist 6. Põhilised ehitusgeodeetilised tööd kivihoonete rajamisel on

- 1) majakate märkimine vundamendile selle pealispinna tasandamiseks;
- 2) märkimisaluse projitseerimine tööde horisondile;
- 3) hoone telgede märkimine;
- 4) akna- (enamasti ühekordselt soklile, kui aknad on üksteise kohal, või seintele enne vastavale kõrgusele jõudmist, vt joonis 14.1) ja ukseavade märkimine;
- 5) ühtse kõrgushorisondi märkimine hoone seinale. Tänapäeval kasutavad ehitajad oma töös tüüpiliselt lasernivelliiri ehk sellisel juhul on piisav igale korrusele rajada tööreepid;
- 6) seinte asendite ning vahelaepaneelide, trepimademete ja uksealluste kõrguste teostusmöödistamine. Oluline on ka määrata kandvate seinte vertikaalsus.

Loetletud tööd korduvad korruste kaupa (v.a vundamendi tasandamine, kuid juurde võib tulla põranda viimistluskihtide aluste pindade tasandamine).

Aknaavade täpselt märkimiseks seinale võib esmalt määrata huvipakkuva seina nurgapunktide koordinaadid (möödistusega). Ühele nurgapunktist antakse tinglikud koordinaadid 0;0 ja teise Y-koordinaat võrdsustatakse seina pikkusega (leitakse esialgu määratud koordinaatidest), kusjuures X-koordinaat on endiselt null. Seejärel orienteeritakse instrument joonelis-nurgalise vastulõikega hoone nurkadele, kasutades leitud tinglikke koordinaate. Väljamärgitavad aknaavade Y-koordinaadid on kaugused seina nurgapunktist, mille tinglikud koordinaadid on 0;0 (vt Abriss joonisel 14.1).



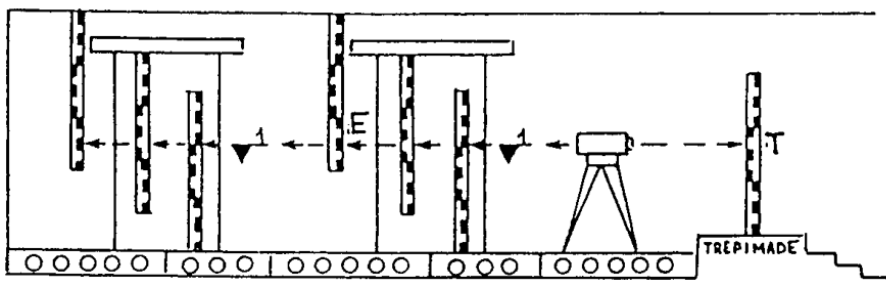
Joonis 14.1. Aknaavade märkimine soklile.

Mitmekorruseliste kivihoonete rajamisel on iga korruse kõrguslikuks aluseks üldjuhul trepimademe kõrgus. Seetõttu on oluline, et trepimademed, alates kõige alumisest, asetaksid projektikohastele kõrgustele hoone nullist. Kui trepimademed rajatakse paneelidena, siis saab trepimademe aluse müüritise kõrguse, lahutades trepimademe kõrgusest selle paneeli paksuse (arvestades ka viimistluskihtidega, kui on antud ainult korruse n-ö puhta põranda kõrgus). Kui esimene trepimade on õigel kõrgusel, saab järgmiste korruste trepimademe kõrguse määrata lihtsasti ruletiga, märkides välja korruste puhaste põrandate projektkõrguste vahed.

Igal korrusel tuleb nivelleerida põrandaaluste vahelaepaneelide pealsed, lage moodustavate vahelaepaneelide alused ja ukse silluste alused (vt joonis 14.2). Saadud andmete põhjal saab kindlaks teha, kas paneeli pinnale põranda konstruktsiooni lisamisel on täidetud järgmised nõuded.

- Põranda ja ukse silluse vahele peab mahtuma ukse raami konstruktsioon.
- Põranda konstruktsioon peab igal pool mahtuma trepimademe kõrguse ja paneeli pealispinna vahele, arvestades sealjuures, et lähtuda tuleb kõrgeimast paneelist.
- Kõikjal peab olema tagatud ruumide projektikohane kõrgus, arvestama peab ka ripp-lae konstruktsiooni. Praktikas on ette tulnud juhuseid, kus toa projektkõrguse järgi tellitud mööbel ei mahu lae ja põranda vahele ära.

Rajatava ripp-lae ja laepaneelide vahele peavad mahtuma sinna ette nähtud tehnovõrgud, kusjuures ripp-lagi peab jääma ukse silluste aluspinnast kõrgemale.

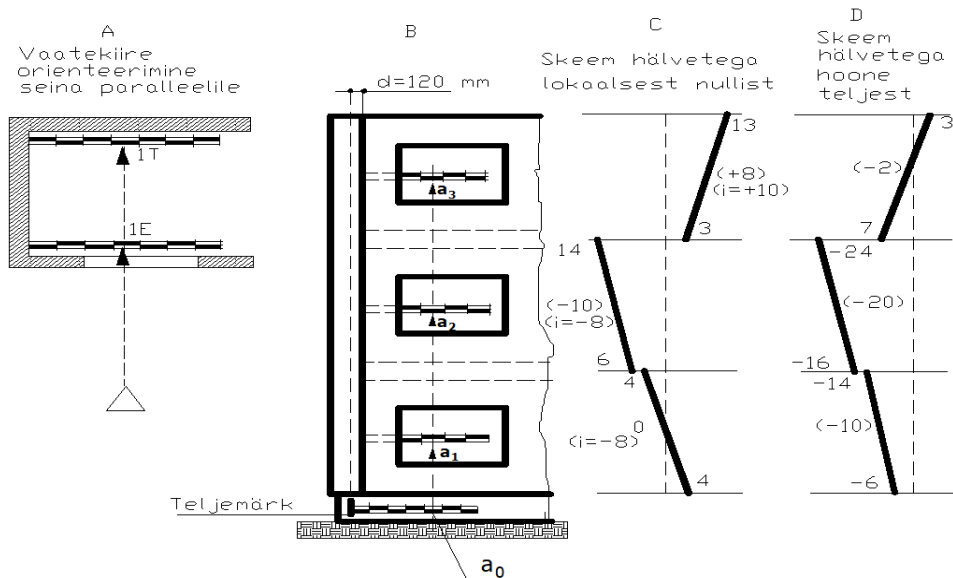


Joonis 14.2. Korruse kõrguse ja ukse silluste geomeetriline nivelleerimine. Arv 1 tähistab joonmajakat, selle kõrval olev kolmnurk aga värvmajakat. Laepunkti või ukse silluse kõrguskasv avaldub (optilise instrumendiga) trepimademe suhtes: $h = T + (l - E)$, kus l on lati pikkus; digitaalnivelliiri korral: $h = T + E$, kui lati tald on vastu lage.

Ruumide uste juurde seinale märgitakse markeriga nivelliiri horisontaalniidi järgi ühtsed kõrgused, mis seejärel redutseeritakse sobivamale väärtusele, näiteks 1,000 m üle trepimademe kõrguse. Neid märke (joonmajakaid) kasutatakse põrandate tegemisel, santehniliste seadmete paigaldamisel jms.

Hoone karbi, mille moodustavad kande- ja piirdekonstruktsioonid, valmimisel tehakse kandvate seinte (enamasti pöikseinad) vertikaalsuse kontrollmõõdistamine. Allpool kirjeldatud mõõtetöid võib teha vabalt ka optilise teodoliidiga ja pole obligatoorset põhjust elektrontahhümeetrit kasutada (vt ka ptk 3 algus). Pealegi tuleb arvestada sellega, et instrumendil peab olema horisontaalringi kinnituskruvi, mis kõige moodsamatel elektrontahhümeetritel võib puududa!). Teodoliit või elektrontahhümeeter paigutatakse hoonest veidi kaugemale, kui on selle kõrgus, looditakse hoolikalt ja orienteeritakse viseerimisjoon ligikaudu paralleelseks mõõdistatava seinaga. Seda tehakse lähenduste meetodil, viseerides kordamööda esimesel korrusel akna juures ja toa tagaseina juures aknalauast veidi kõrgemal tallaga vastu seina asetatud horisontaalsele nivelleerimislatile (joonis 14.3A, lati asendid 1E ja 1T). Teodoliidi asimuudiliste pööretega taotletakse lattidel vertikaalniidi järgi ligikaudu ühesuguseid lugemeid, erinevusega kuni 10 mm. Saadud suunal tehakse aknalauale vertikaalniidi märk. Et aknalauda mitte rikkuda, võib selleks kasutada näiteks risti läbi kustutuskummi torgatud tuletikku. Seejärel asetatakse horisontaalselt hoitud latt 0,50 m kaugusel välisseinast ruumi keskmisel kõrgusel (detsimeetri täpsusega) tallaga vastu mõõdistatavat pöikseina ja võetakse vertikaalniidi järgi lugem. Samal suunal tehakse analoogilised lugemid (a_i) igal korrusel. Pärast kõige ülemisel korrusel tehtud lugemit pööratakse pikksilm üle seniidi, orienteeritakse uuesti esimese korruse aknalauale oleva märgi järgi ja alustatakse kõige ülemiselt korruselt teise poolvõtte lugemite võtmist. Analoogilisi toiminguid korratakse iga kandevseina puhul.

Andmed on joonisel 14.3C seinte joonskeemide keskel sulgudes (ilma i -tähta). Nullhäälbeks on võetud kõige alumise korruse keskpaiga asend.



Joonis 14.3. Hoone kandvseinte vertikaalsuse kontroll. Osad A ja B on mõõdistusskeemid (A – pealtvaade, B – otsevaade); osa C on arvutusskeem; osa D on väljastatav tulemuste skeem.

Seejärel mõõdistatakse samade kandvseinte häälbet vertikaalist i kõigil korrustel (vaata joonis 14.3C), lugedes häälbet vasakule negatiivseteks ja paremale positiivseteks. Saadud häälbet jagatakse kahega. Iga korruse seina ülaserva asend saadakse, kui korruse keskpaiga hääbele lisatakse pool seina häälvet vertikaalist (seina vertikaalsuse suunas), aga alumise serva hääve saadakse, kui seina keskpaiga hääbele lisatakse pool seina häälvet vertikaalist (vastupidises suunas seina vertikaalsusele).

Kui juhtub, et vundamendile on kindlustatud hoone telg, siis võetakse sellele tallaga asetatud horisontaalselt latilt lugemi vertikaalniidi järgi (a_0 joonisel 14.3B). Eeldatakse, et on teada, kui palju ulatub sein projektikohaselt teljest sissepoole (d). Seega projektikohane lugem seinalt oleks $a_{PR} = a_0 - d$. Nüüd võib arvutada seinte keskpaikade häälbet tõelisest projektasendist $\delta = a_{PR} - a_i$ ja ühtlasi seinte alumiste ja ülemiste lõigete häälbet projektasendist.

Peatükk 14 kordamisküsimused

1. Kuidas võiks aknaavad soklile märkida ja millised punktid võiks võtta selle töö geodeetiliseks aluseks?
2. Millised elemendid nivelleeritakse korruse nivelleerimisel?
3. Millised neli olulist asjaolu saab kindlaks teha korruse nivelleerimise tulemuste järgi?
4. Mis on „puhas põrand“?

15. Liftišahtide rajamine

Liftišahti vundament valmistatakse samal ajal hoone ülejäänud vundamendiga, mistõttu märgitakse liftišahti seinte paigaldusmärgid vundamendile koos hoone ülejäänud telgede detailmärgimisega. Keldriseina paneelide paigaldusmärgid tuleks märkida süvendiseinte sisekontuurile. Liftišahti märkimise ja teostusmöödistamise täpsuse määramisel võiks aluseks võtta ehitustäpsuse nõuded, mis on toodud AISC 303-05 standardis, milles nõutakse järgmist:

- 1) Šahti seinad peavad vabaks jätma projektgabriidi. Esimesel 30,5 meetril on lubatud seinte hälve vertikaalist ± 25 mm, iga järgneva 3 meetri kohta võib hälve olla suurem 1 mm võrra kuni maksimaalse hälbeni ± 50 mm.
- 2) Šahtiga külgnevate postide asendi hälve nende projekttelgedes suhtes ei tohi ületada ± 25 mm esimesel 20 korrusel ja edasi suureneda rohkem kui 1 mm korruse kohta, kuid mitte üle 50 mm.

Paigaldusmärkidest moodustuva nelinurga (vt joonis 2.5) diagonaale tuleb täpselt kontrollida (nt 1. klassi terasruletiga). Vaatleme diagonaalide lubatud erinevust. Täpsushinnangu võib sooritada trilateratsioonivalemitega 2.19 ja 2.20. Eeldame, et šahti gabariidid on 3×3 m, diagonaal on 4242,6 mm, joone mõõtmise täpsus $\sigma = 0,2$ mm, kujundi väikseim nurk on 45° .

Väikseima nurga viga oleks siis vastavalt (2.19)

$$\sigma_\alpha = \sqrt{\frac{6 \times 4 \times \rho^2 \times \sigma_a^2}{0,5 \times 4 \times a^2}} = 165''.$$

Selle järel võib leida laterangulatsiooni nelinurga vea:

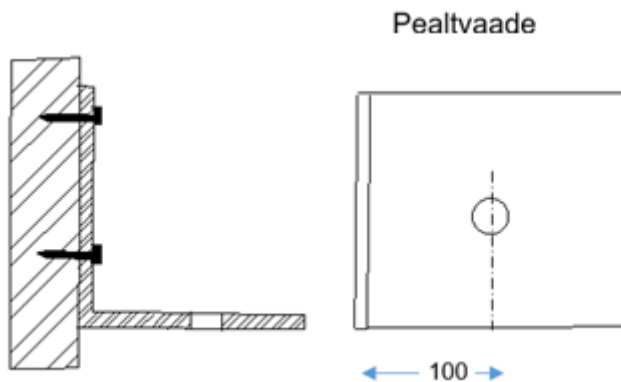
$$\sigma_D^{LAT} = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{0,2^2 + \frac{4242,6^2 \times 165^2}{\rho^2}} = 2,4 \text{ mm}.$$

Suurim lubatud diagonaalide erinevus oleks seega lubatav $\Delta = 2,4 \times 2,6 = 6,2$ mm. (Siin 2,6 on koefitsient üleminekuks keskmiselt ruuthälbelt maksimaalsele hälbele tõenäosusega 0,99).

Antud juhul on oluline punktide C ja D vahekaugus A ja B paralleelil, mis peaks võrduma CD projektsioonil AB suunal, st ei tohiks ületada $6,2 / 1,4 = 4,4$ mm. Viga on väike ja me võime sooritada selle tasandamise lihtsustatult, st lisades joone CD kummassegi otsa parandi $(AB - CD) / 2$. Nüüd võib saadud punktidele vunda-

mendil tsentreerida zeniit/nadiir instrumendid ja nende järgi paigaldada sundtsentreerimise riulid. Pärast riulite esialgset paigaldust tuleks nende omavahelisi kaugusi veelkord kontrollida.

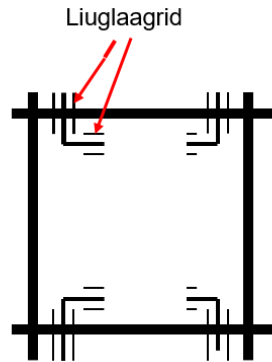
Üldjuhul vajavad liftišahtid just vertikaalprojekteerimisel ranget täpsust, mida elektrontahhümeetriga mõõdistamine tagada ei pruugi. Seetõttu võib vajalikuks osutuda vertikaalviseerimisinstrumentide või ripploodide kasutamine pärast šahti süvendi rajamist; need meetodid võimaldavad oluliselt suuremat täpsust, kuid on teisalt ka tömahukamad. Kui kasutatakse vertikaalviseerimist, siis kinnitatakse liftišahti seintesse ühele kõrgusele (veega alla 3 cm) sundtsentreerimise riulid. Sundtsentreerimise riuli valmistamiseks piisab L-kujulisest nurkrauast, nagu kujutab joonis 15.1, mille horisontaalsesse ossa puuritakse instrumendi kinnituskruvi tarbeks ava. Kinnituskruvi avade tsentrid peaksid jääma šahti süvendi seinte projektasenditest näiteks 100 mm sissepoole ehk kõrvuti olevate tsentrite vahekaugused on sellisel juhul 200 mm väiksemad süvendi projektmõõtmetest. Kõrvuti olevate tsentrite vahekauguseid, aga kindlasti ka diagonaale, tuleb kontrollida terasruletiga. Täpne kontroll on tähtis, kuna need tsentrid määravad liftišahti baaskujundi kogu selle rajamise ajaks. Sundtsentreerimise riulite avad tasub puurida (läbimõõdult 0,5 kuni 1,0 mm suuremana, kui seda on instrumendi põhjakruvi läbimõõt) enne riulite paigaldamist, mistõttu riulid tuleb paigaldada väga hoolikalt. Kui liftišahti ehitusel ja teostusmõõdistusel kasutatakse ripploodi (vähemalt 10 kg raskuse loodipommiga), siis avasid puurida ei ole vaja ning piisab ainult tsentrite püsivast tähistamisest.



Joonis 15.1. Näide sundtsentreerimise riuli lahendusest. Paremal on riuli pealtvaade. Riul kinnitatakse montaažipüstoliga.

Eeldades, et liftišahti ehitus jääb ülejäänud hoone ehitusest korruse võrra maha, saab šahti kohale paigaldada ripploodidega šablooni (joonis 15.2), mis võimaldab laagritel ripploodide nihutamist. Ripploodid seatakse hoolikalt nii, et nende teravikud

oleksid täpselt liftišahti süvendis olevate sundtsentreerimise riulite tsentrimärkide kohal. Liftišahti montaaž / raketise paigaldamine (või vastav välja märkimine) peab arvestama, et šahti sein jääks täpselt 100 mm kaugusele ripploodidest (kui tsentrid said esiti niimoodi märgitud). Erinevalt ripploodide kasutamisest, on vertikaalviseerimismeetod mugav ka olukorras, kus liftišahti ehitus käib ühes rütmis ülejäänud hoone ehitusega.

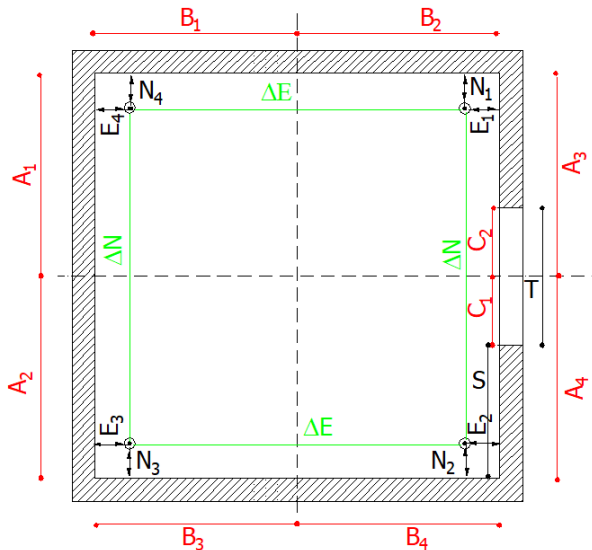


Joonis 15.2. Ripploodide paigaldusšabloon. Igat ripploodi saab eraldi kahes ristuv suunas (esimeses laagris ja koos teise laagriga) liigutada. Laagrite fikseerimiskruvisid ei ole näidatud.

15.1. Liftišahtide teostusmöödistamine

Liftišahti teostusmöödistamine tehakse pärast selle ettenähtud kõrguse saavutamist ja kõiki vajalikke kinnitusi ning ettenähtud ajutiste vaheplatvormide rajamist. Kui liftišahti ehitusel ja teostusmöödistusel kasutatakse ripploode, tuleb enne teostusmöödistamist kindlasti kontrollida nende asendeid ja neid vajaduse korral korrigeerida. Teostusmöödistamine toimub igal korrusel ja lähtub joonisest 15.3. Teostusjoo- nise koosseisu kuulub veel tabel 15.1, milles olevad väärtused arvutatakse järgmiste valemitega:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = \Delta N/2 + N_4, \\ A_2 = \Delta N/2 + N_3, \\ A_3 = \Delta N/2 + N_1, \\ A_4 = \Delta N/2 + N_2, \\ B_1 = \Delta E/2 + E_4, \\ B_2 = \Delta E/2 + E_1, \\ B_3 = \Delta E/2 + E_3, \\ B_4 = \Delta E/2 + E_2, \\ C_1 = A_4 - S, \\ C_2 = T - C_1. \end{array} \right. \quad (15.1)$$



Joonis 15.3. Liftišahti nelja baaspunktiga teostusmöödistamine. Rohelisega on baaskujundi konstandid, mustaga mõõdetud väärtused ja punasega arvutatavad väärtused.

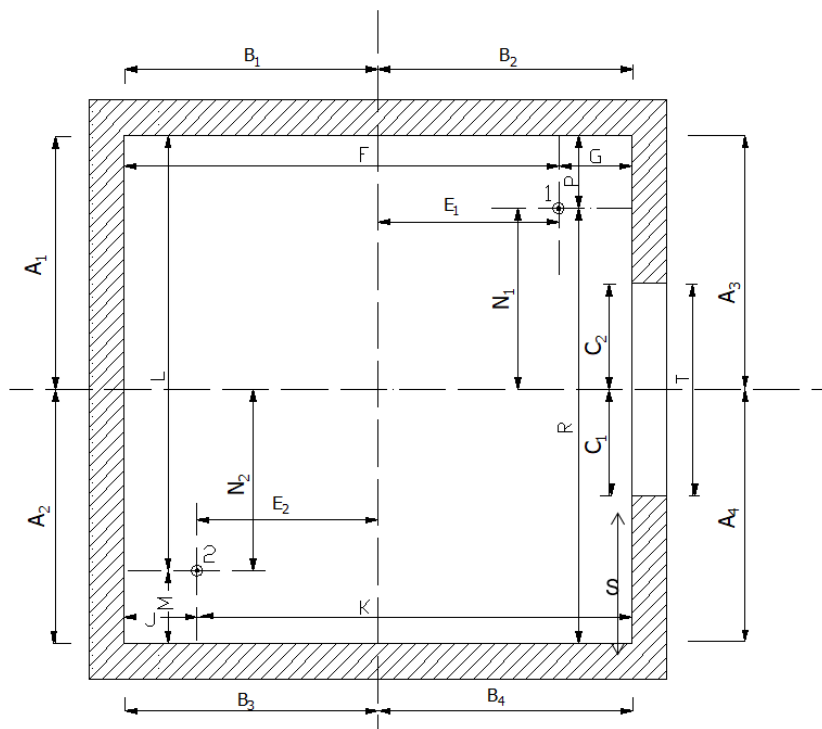
Tabel 15.1. Liftišahti teostusjoonise tabeli vorm.

Korrus	A_1	A_2	A_3	A_4	B_1	B_2	B_3	B_4	C_1	C_2
Süvend										
1										
2										
...										

Kuna vertikaalviseerimine on töömahukam kui ripploodide kasutamine, võib sellisel juhul möödistusel lähtuda ka kahest baaspunktist, nagu kujutab joonis 15.4. Teostusmöödistamine tehakse endiselt igal korrusel ja teostusjoonise koosseisu kuulub ka tabel 15.1. (Möödistamine igal korrusel eeldab ka platvorme igal korrusel.) Arvutustele antakse konstantidena ette väärtused E_1 , E_2 , N_1 ja N_2 , mis võrduvad liftišahti baaskujundi kahega jagatud küljepikkustega. Teostusmöödistuse käigus mõõdetakse väärtused G , $F + G$, P , $R + P$, M , $M + L$, J , $J + K$, S ja T . Paksus kirjas olevad väärtused saab mõõta näiteks lükandlatiga seinast seinani. Tabeli 15.1 väärtused leitakse lõpuks järgmiste valemitega:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = (M + L) - M - N_2, \\ A_2 = M + N_2, \\ A_3 = P + N_1, \\ A_4 = (R + P) - P - N_1, \\ B_1 = (F + G) - G - E_1, \\ B_2 = G + E_1, \\ B_3 = J + E_2, \\ B_4 = (J + K) - J - E_2, \\ C_1 = A_4 - S, \\ C_2 = T - C_1. \end{array} \right. \quad (15.2)$$

Pärast liftišahti teostusmöödistamist tuleb liftišahti iga korruse ukseava juurde märkida vastava korruse puhta põranda kõrgus või horisont +1,000 m ja siduda need väärtused hoone nulliga ning kanda liftišahti vertikaallõikele.



Joonis 15.4. Liftišahti kahe baaspunktiga teostusmöödistamine.

V OSA:

TORNITÜÜPI EHITESTE EHTUSGEODEETILISTE TÖÖDE ERIPÄRAD

16. Tornitüüpi ehitised ja nende rajamist mõjutavad tegurid

Tornitüüpi ehitised võivad olla:

- prismaatilised või silindrilised, üldjuhul kõrgusega kuni 180 m;
- püramidaalsed, koonilised või hüperboolsed, kõrgusega üle 180 m.

Levinumad tornitüüpi ehitised on:

- tööstusrajatised (nt korstnad, gradiirid ehk jahutustornid, elevaatorid, granulatsiooni- ja puurtornid ning šahtide tõstetornid);
- siderajatised (nt teletornid ja -mastid);
- transpordirajatised (vant- ja ripsildade kandepülooned);
- elektrirajatised (nt tuulegeneraatorite tornid ja kõrgepingeliinide mastid);
- elamud ning äri- ja kontorihooned.

Mastid erinevad tornehitistest selle poolest, et nende asendi püsivuse tagavad tõmbitsad. Erandina võib ära märkida kõrgepingeliini masti, mis oma konstruktsiooni olemuselt on tegelikult torn, sest juhtmed ei ole tõmbitsad.

Tornitüüpi ehitiste rajamise vajaduse tingivad mitmesugused tehnoloogilised probleemid. Näiteks hajutavad kõrged korstnad paremini kahjulikke põlemisgaase, kõrgemast teletornist ulatub signaal kaugemale, vant- ja ripsildade kõrgemad kandepülooned võimaldavad pikemaid sildeavasid, kõrgemal asuvad tuulegeneraatorid püüavad tugevamaid tuuli ning kõrghoonete rajamisel vähendatakse kõrge maamaksu mõju objekti hinnale. Teisalt on kõrghoonete rajamine sageli ka puhtalt prestiižiküsimus (nt demonstreerimaks inseneeria võimekust), näiteks võib tuua Araabia Ühendemiraatides Dubais asuva 828 m kõrguse Burj Khalifa. Eesti kontekstis loetakse kõrghooneteks hooneid, mis on üle 45 m kõrged, ja ülikõrgeteks ehk „pilvelõhkujateks“ üle 124 m kõrguseid hooneid. Sääraste ehitiste vastupidavuse olulisi-

maks tingimuseks on nende vastavus vertikaalasendile. Näiteks standard CII 70.13330.2012 annab lubatavad ehituslikud kõrvalekalded vertikaalsuunast eri tornitüüpi ehitistele (H tähistab ehitise kõrgust):

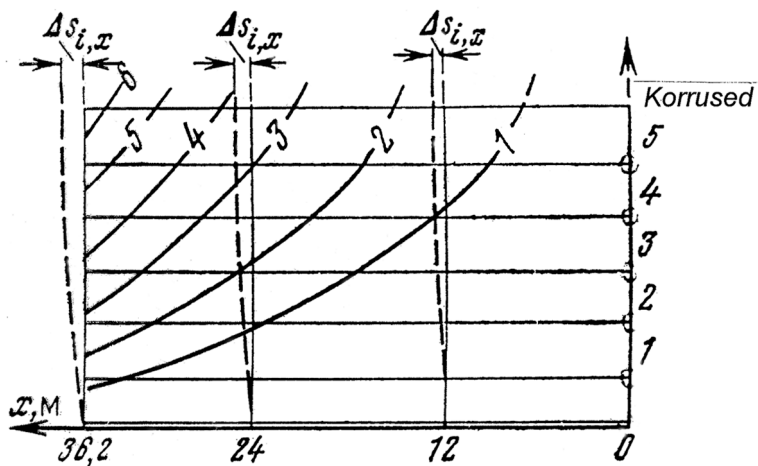
- metallkorstnal $0,003H$;
- raudbetoon- või telliskorstnal ning liugraketises rajatud vahelagedeta rajatisel (ongi tüüpiliselt korsten) $0,002H$ (kuid ei lubata üle 100 mm);
- metallmastil $0,0007H$;
- vahelagedega ehitisel $0,001H$ (kuid ei lubata üle 50 mm).

16.1. Temperatuurimuutuste mõju

Temperatuurimuutused mõjutavad kõikide ehitiste, eriti aga kõrgehitiste, gabariite ja vormi. Üldjuhul saab horisontaalgabariitide muutuseid Δs (sentimeetrites) kirjeldada hüperboolset siinust ja koosinust sisaldava valemiga (Nesterenok, 1974)

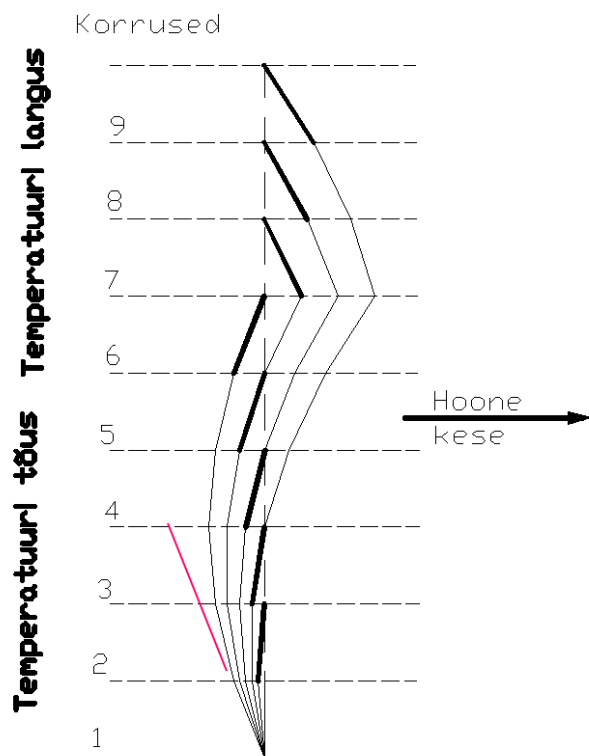
$$\Delta s = \frac{\Delta t \cdot \tau \cdot \sinh(\lambda_i \cdot x)}{\lambda_i \cdot \cosh(\lambda_i \cdot L)}, \quad (16.1)$$

kus Δt on temperatuuri muutus, τ konstruktsiooni joonpaisumise koefitsient (raudbetoonil ja terasel võib võtta $1,25 \cdot 10^{-5}$), x märgitava punkti kaugus ehitise sümmeetriateljest (sentimeetrites) ja L pool ehitise pikkusest, laiusest või diameetrist (sentimeetrites). Parameeter λ_i tähistab koefitsienti (teoreetilist või empiirilist), mis iseloomustab i -nda korruse või kõrgusjärku pikideformatsiooni (sentimeetri kohta). Kuna λ_i väärtused sõltuvad spetsiifilisest ehitisest, tuleks need määrata juba ehitise projekteerimisel. Näiteks vanemate I-464 seeria suurpaneel lamute korral $\lambda_1 = 0,0014$, $\lambda_2 = 0,00076$, $\lambda_3 = 0,00053$, $\lambda_4 = 0,00043$, $\lambda_6 = 0,00035$ ja $\lambda_8 = 0,00032$. Temperatuuri kõikumisest tingitud paisumise ja kahanemise hindamisel eeldatakse enamasti, et vundament ja ehitise keskpunkt jäävad paika. Näidet hoone paisumise samajoontest temperatuuri tõusul 25°C kujutab joonis 16.1.

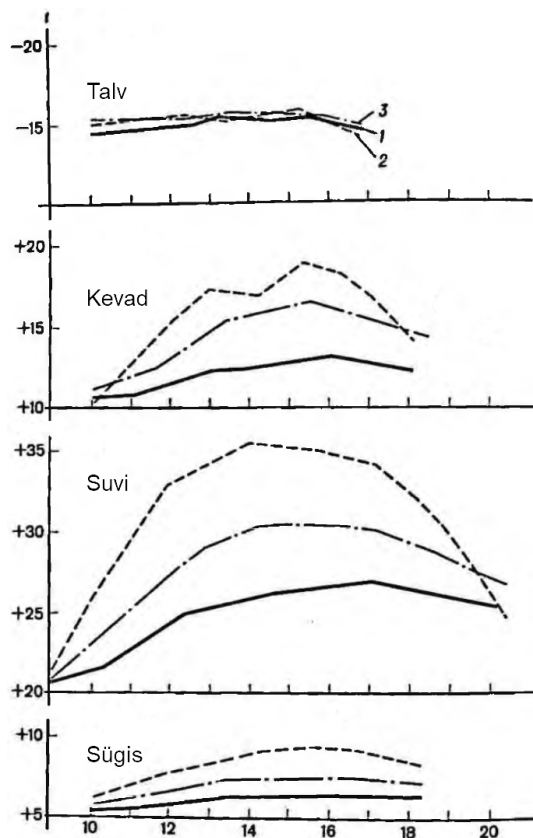


Joonis 16.1. Hoone paisumise samajooned (mm) temperatuuri tõusul 25°C (modif. Nestere-nok, 1974). Kaugusväärtus 0 tähistab hoone keskpaika. Horisontaalteljel olevad koordinaadid x on kaugused keskteljest.

Näiteks kui suunatud montaažil $t_i > t_{i-1}$ (t tähistab temperatuuri ja i kõrgusjärku), ühildatakse tavapäraselt $i - 1$ järgu posti ülaotsa ja moneeritava posti alaotsa geomeetrilised teljed, misjärel rihitakse monteeritava posti ülaots projektsete telgede järgi paika (vt joonis 12.4a). Küll aga tuleb arvestada, et temperatuuri tõusu tõttu nihkuvad $i - 1$ järgu postid järgmise järgu postide montaaži ajaks suuruse $\Delta s_i - \Delta s_{i-1}$ võrra. Kui montaaž algab varakevadel, siis kuni südasuveni hoone üldjuhul laieneb ja sealt edasi hakkab kitsenema (vt joonis 16.2). Tegelikult on temperatuuri kõikumisest tingitud geomeetrilised muutused oluliselt keerukamad kui joonis 16.2 kujutab (üldine tendents on siiski nagu joonisel), sest hoone ei soojene pidevalt ja ka selle temperatuur erineb välisõhu temperatuurist (joonis 16.3), sealjuures teatud inertsiga. Peab veel lisama, et kuivõrd suunamata montaažil toimub postide vertikaalseks rihtimine projektsetest telgedest sõltumatult, võivad temperatuuri kõikumisest tingitud hälbed olla märkimisväärselt suuremad (punane joon joonisel 16.2) kui suunatud montaaži korral.



Joonis 16.2. Postide hälbed suunatud montaažil (eeldades lihtsustusena, et temperatuurimuutused on ühtlased). Jämedad mustad jooned kujutavad postide asendeid montaaži ajal ning peened jooned neid samu poste järgmiste korruste postide montaažil. Suunamata montaaži olukorda näitlikustab punane joon.



Joonis 16.3. Tüüpilisimad hooajaliste temperatuurikõikumiste graafikud: 1 (jäme joon) – ehitise konstruktsioon, 2 (kriipsjoon) – mõõdistusinstrument (antud näites terasrulett), 3 (kriips-punktjoon) – välisõhk (modif. Lukjanov, 1990). Vertikaalteljel on kujutatud temperatuuri °C ja horisontaalteljel aega tundides.

16.2. Päikesekiirguse ja tuule mõju

Kui temperatuurimuutuste põhjustatud hälbed jäävad tüüpiliselt sentimeetri suurusjärku, siis otsene päikesekiirgus ja tuul võivad põhjustada kuni paari meetri suurusjärku hälbed vertikaalsuuna suhtes. Nende tegurite kirjeldamisel tuleb eristada kaldeid (keskmine nihe) ja võnkeid (perioodiline nihe). Näiteks uuriti 2002. aasta juunis päikesekiirguse mõju Tallinna teletornile.

- Torni metallosa tipu (314 m) hälbed ulatusid keskasendist kuni umbes 490 mm lääne suunas kell 11.00 ja 305 mm ida suunas kell 19.00. Seega oli hälvete amplituud ligemale 800 mm. (*Sellega peaks muu seas tõsiselt arvestama, kui tahetakse kõrgehitisi kasutada geodeetiliste mõõtmiste suunamärkidena.*)

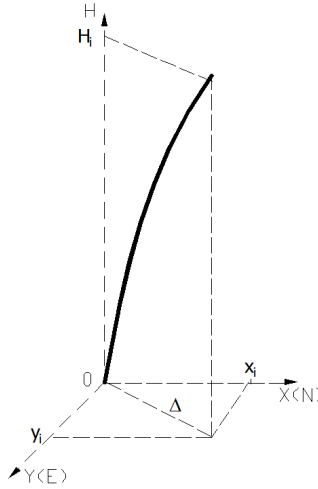
- Torni metallosa tipu põhja-lõuna-suunaline hälvete amplituud kell 08.00 kuni 14.00 oli umbes 310 mm.
- Torni betoonosa kõrgeima punkti (190 m) lääne-ida-suunaline hälvete amplituud kell 12.00 kuni 22.00 oli umbes 150 mm.
- Torni betoonosa kõrgeima punkti põhja-lõuna-suunaline hälvete amplituud kell 09.00 kuni 18.00 oli 118 mm.

Betoonosa amplituudide ajavahemike erinevus tipu suhtes on tingitud betoonosa suuremast temperatuurinertsist. Eeltoodust tulenevalt peab ideaalis päikesekiirgusest tingitud mõju tõttu kõrgete tornitüüpi ehitiste mõõdistamist (eriti tsentrite märkimist) sooritama öisel ajal, kui päike on loojunud, aga see võib optilisi instrumente kasutades olla raskendatud. Äärmiselt oluline on ka tuulevaikne ilm.

Ühed lihtsaima konstruktsiooniga tornitüüpi ehitised on korstnad, kusjuures võib eeldada, et korstna deformatsioonid on ühtlased ja päikesekiirguse mõjul võtab korstna kõverdumine ruut- või kuupparabooli kuju (päikesekiirgus soojendab korraga korstna ühte külge, mis pikeneb paisumise tõttu). Kuna päike liigub taevavõlvil, muutub vastavalt ka kalde suund ja eeldatavasti moodustab korstna tipu liikumisjoon ööpäeva jooksul ellipsi. Sääraste hälvete hindamisel tuleb esmalt tuvastada iga teguri põhiparameetrid ning leida nende parameetrite ja kallete vaheline funktsionaalne seos, misjärel määratakse hälvete arvvaartused. Parameetrid saab jaotada kolme gruppi.

1. Ehitise konstruktiivsed iseärasused ja materjalide füüsikalise-mehaanilised omadused. Nende parameetrite hulka kuuluvad ehitise läbimõõt (D), seinte materjali joonpaisumise koefitsient (τ), ehitise välispinna soojusülekanne koefitsient (τ_v), ehitise seinte päikesekiirguse neeldumise koefitsient (P) ja koefitsient, mis arvestab temperatuuri jaotust tornis (C_j). Neist viimased kolm on võrdlemisi raskesti määratavad.
2. Väliolud, mille alla kuuluvad ehitisest sõltumatud parameetrid nagu vaatlusaeg (t) ja päikesekiirguse hulk (J), viimast võib olla keeruline määrata.
3. Ehitise kindla punkti asend ruumis.

Korstna kõverdumise (vt joonis 16.4) vektor avaldub $\Delta = \Delta_j + \Delta_q$ (vektorite liitmine sarnaselt hilisema näitega joonisel 16.7), kus lisaks päikesekiirgusest tulenevale komponendile Δ_j peaks tegelikult arvestama ka tuule mõju Δ_q .



Joonis 16.4. Korstna kõverdumine (Δ) ruut- või kuupparaboolina.

Päikesekiirgusest tulenevaid hälbed saab avaldada valemitega (Lukjanov, 1990):

$$\begin{cases} x_J = -K_{FM}(J_1 \cdot \cos \beta + J_2 \cdot \sin \beta)H^2; \\ y_J = -K_{FM}(J_1 \cdot \sin \beta - J_2 \cdot \cos \beta)H^2, \end{cases} \quad (16.2)$$

kus $J_1 = J_N - J_S$ ja $J_2 = J_E - J_W$ on vastavalt põhja-lõuna- ja ida-lääne-suunalised päikesekiirguse erinevused ning H on ehitise kõrgus. Parameeter $\beta = \beta_0(t - t_0)$ on nurk päikese suuna ja ehitise kaldesuuna vahel sõltuvalt ajaperioodist alglugemi määramise ajahetke t_0 suhtes, β_0 on nurk päikese suuna ja ehitise päikesekiirgusest tuleneva kaldevektori Δ_J vahel. Ehitise füüsikalise-mehaanilise omadusi kirjeldav parameeter K_{FM} avaldub järgmiselt:

$$K_{FM} = \frac{\tau \cdot C_J \cdot P}{2\tau_V \cdot D}, \quad (16.3)$$

mille liikmed on juba ülal defineeritud. Parameeter K_{FM} on kindla ehitise jaoks konstantse väärtusega. Ehitise päikesekiirgusest tuleneva kaldevektori väärtuse Δ_J ja direktsiooninurga α saab lõpuks leida valemitega

$$\Delta_J = \sqrt{x_J^2 + y_J^2} = K_{FM} \cdot H^2 \sqrt{J_1^2 + J_2^2}; \quad (16.4)$$

$$\alpha = \arctan\left(\frac{y_I}{x_I}\right). \quad (16.5)$$

Eeldades, et tuulekoormus on ühtlane, ja vaadeldes ehitist ühest otsast kinnitatud talana, saab tuulest tingitud kaldevektori pikkuse kõrgusjärgul i järgmise ligikaudse valemiga (Lukjanov, 1990):

$$\Delta_{q,i} = \frac{q_i H^2 \cdot H_i^2}{24g} \left(6 - 4 \frac{H_i}{H} + \frac{H_i^2}{H^2} \right), \quad (16.6)$$

kus $g = E \cdot I$ on tala (st antud juhul ehitise) jäikus, E on elastsusmoodul ja I telginertsmoment (sõltub nt ristlõike betooni ja sarruse pindaladest), mis leitakse konstruktsiooni arvutusest. Tuulekoormuse võib leida järgmise valemiga:

$$q_i = \frac{C_q \cdot \rho_\delta \cdot D \cdot v_i^2}{2}, \quad (16.7)$$

kus C_q on tuule kiirusest olenev koefitsient, ρ_δ õhu tihedus, D ehitise läbimõõt ja v tuule kiirus konkreetsel kõrgusjärgul i .

Eeltoodud valemite kasutamine võib olla raskendatud või ebasobiv järgmistel olulistel põhjustel.

- Osa parameetreid on pidevas muutumises ja teised olenevad uuritava punkti asukohast. Kui päikesekiirguse mõju on prognoositav, siis tuule mõju võib olla ettearvamatult, praktikas ühtlasest tuulekoormusest reeglina rääkida ei saa. Seetõttu, nagu juba varem mainitud, on tuulevaikne ilm äärmiselt tähtis.
- Füüsikalis-mehaanilised näitajad on määratud üldistustena ning parameetrite ja hälvetel vahelisi sõltuvusi kirjeldavates valemites on liigseid lihtsustusi.
- Vead hälvetel hinnangutes suurenevad järsult kõrguse kasvades, kuna need on kõrguse ruudu funktsioonid.

Sellegipoolest tuleks märkimisväärsuse projitseerimisel tööde horisondile päikesekiirguse ja tuule mõjuga arvestada, kuna ideaalis peab projitseerimine tagama ehitise vertikaalsuse välismõjude puudumisel. Näiteks avaldub vertikaalviseerimise (vt jaotis 11.2) viga projitseerimise täpsuse (valem 2.72) ja eelkirjeldatud meteoroloogiliste tegurite mõju summana. Seetõttu tuleks vertikaalviseerimist kasutada ainult tuulevaikse ja pilves ilmaga ning üldjuhul mitte ehitiste puhul, mille kõrgus ületab 200 m. Alternatiivina võib kasutada järkjärgulist vertikaalviseerimist, kus vahepealsete lähtehorisontide vahed valitakse nii, et ühe kõrgusjärgu viga δ_i vastaks tingimusele

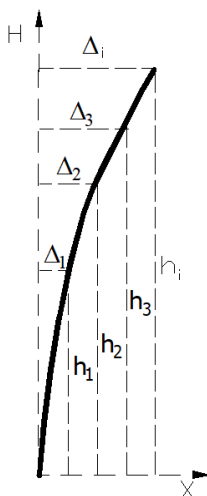
$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1} \leq \frac{0,4\delta_{lub}}{\sqrt{n}}, \quad (16.8)$$

kus δ_{lub} on kogu ehitise lubatav ehituslik kõrvalekalle vertikaalsuunast ja n vahepealsete lähtehorisontide arv. Tegur 0,4 kasutamine tuleneb peatükis 2 esitatud kaalutlustest.

Kuivõrd päikesekiirguse mõju võib siiski põhjustada suuri hälbeid (tuule mõju saab tuulevaikse ilmaga vältida), on vastava parandi arvestamine tihti hädaluline. Eeldades, et päikesekiirguse mõjul tekkiv hälve võtab ruut- või kuupparabooli kuju, saab alumiste horisontide hälvete määramisel ekstrapoleerida tööde horisondi märkimisalusel projitseerimise parandi. Näiteks võib joonise 16.5 järgi võtta huvipakkuvaks horisondiks $i = 4$. Sellisel juhul tuleb esmalt määrata hälbed sümmeetriliselt horisontidel 1 kuni 3 ning 3 kuni 1, kuni 5 tunni jooksul alates päikesetõusust (võimaluse korral tunduvalt kiiremini); ka pilves ilmaga pole soovitatav mõõdistada perioodil 12.00–16.00. Eeldades, et päikesekiirguse mõjul tekkiv hälve on ruutparabooli kujuga, saab ekstrapoleerimiseks kasutada valemit (Lukjanov, 1990)

$$\begin{aligned} \Delta_{J,i} = \Delta_{J,1}(0,5H_i^2 - 2,5H_i + 3) - \Delta_{J,2}(H_i^2 - 4H_i + 3) + \\ \Delta_{J,3}(0,5H_i^2 - 1,5H_i + 1), \end{aligned} \quad (16.9)$$

mis eeldab, et horisontidevahelised kõrguskasvud on võrdsed. Kuna antud juhul $H_i = H_4 = 4H_1$, siis $\Delta_{J,4} = \Delta_{J,1} - 3\Delta_{J,2} + 3\Delta_{J,3}$. Tänapäeval saab sobiva funktsiooni määratud hälvete põhjal ka lihtsasti ja paindlikult tuletada näiteks MATLAB-i programmeerimiskeskkonnas.



Joonis 16.5. Päikesekiirguse tingitud hälbe ekstrapoleerimine.

Meetod on loomulikult töömahukas, kuid seda kasutatakse eriti tähtsate objektide puhul. Antud juhul on tähtis kiirus, mis suurendab täpsust. Seega peaks igal mõõdistushorisondil (neid on neli) asuma geodeedi abilise, kes paigutab geodeedi käskluse järgi paleti. Viimase konstruktsioon peaks võimaldama kiiret (mõõtmiskes- tus ligikaudu 1 tund peaks olema saavutatav) ja täpset paigaldust. Näiteks võiks tuu- bused enne paigas olla ja siis on paleti täpne ja kiire kinnitus lihtne. Saavutatav täp- sus on eeldatavasti siiski suurusjärgu võrra parem kui näiteks suhteliselt madala (tä- napäeval) Tallinna teletorni temperatuurihälbed.

16.3. Vajumise mõju

Lisaks päikesekiirguse ja tuule mõjule võib tornitüüpi ehitise vertikaalsuunast kõrvale kalduda ka vajumise tõttu. Sellele mõjule tuleb vastu töötada ja ehitise telge vajumis- kreeni suuruse võrra tagasi vertikaalseks nihutada. Vajumise mõju arvestamiseks peab tegema järgmist.

1. Määrama vajumisreeperite koordinaadid X ja Y (ehitise struktuurvõrgu süsteemis) ning vajumid S .
2. Leidma reeperite vajumisvektorite otspunkte läbiva tasandi võrrandi koefitsientide a , b ja c väärtused. Tasandi võrrandi üldkuju on:

$$S = a + bx + cy. \quad (16.10)$$

3. Arvutama vajumisest tingitud ehitise kaldenurga α ja kaldevektori nurga φ (antakse vastupäeva X -telje suhtes) väärtused:

$$\alpha = \arcsin \left(\frac{1}{\sqrt{\left(\frac{c}{b}\right)^2 + \left(\frac{1}{b}\right)^2 + 1}} \right); \quad (16.11)$$

$$\varphi = \arctan \left(\frac{c}{b} \right). \quad (16.12)$$

Eeldusel, et vajumisreeperid asuvad ehitise perimeetril üksteisest võrdsetel kaugus- tel, saab tasandi võrrandi koefitsiendid valemitega:

$$\begin{cases} a = \frac{\sum S_i}{n}, \\ b = \frac{\sum x_i S_i}{\sum x_i^2}, \\ c = \frac{\sum y_i S_i}{\sum y_i^2}, \end{cases} \quad (16.13)$$

kus n on vajumisreeperite arv. Kui vajumisreeperid ei asetse võrdsetel kaugustel, tuleb lahendada järgmine võrrandisüsteem:

$$\begin{cases} na + b \sum x_i + c \sum y_i - \sum S_i = 0; \\ a \sum x_i + b \sum x_i^2 + c \sum x_i y_i - \sum x_i S_i = 0; \\ a \sum y_i + b \sum x_i y_i + c \sum y_i^2 - \sum y_i S_i = 0, \end{cases} \quad (16.14)$$

mille saab viia maatrikskujule:

$$\mathbf{X} = \mathbf{A}^{-1} \mathbf{B}. \quad (16.15)$$

Näiteks esitab joonis 16.6 tornitüüpi ehitise vajumid. Antud juhul ei paikne lähteandmed ühtlaselt (punktide 1 ja 8 andmed on puudu), mistõttu tuleb lahendi leidmiseks teha maatriksarvutus. Lähtemaatriksite liikmete väärtused (kõik lähteandmed on esmalt teisendatud millimeeterühikutesse) on järgmised:

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} n & \sum x_i & \sum y_i \\ \sum x_i & \sum x_i^2 & \sum x_i y_i \\ \sum y_i & \sum x_i y_i & \sum y_i^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6 & 3540 & -8540 \\ 3540 & 87594800 & 12531600 \\ -8540 & 12531600 & 62594800 \end{bmatrix};$$

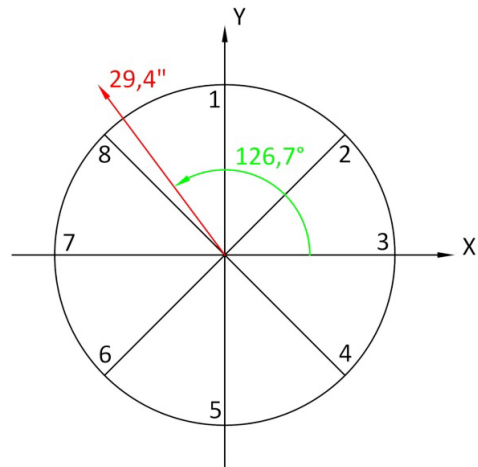
$$\mathbf{B} = \begin{bmatrix} \sum S_i \\ \sum x_i S_i \\ \sum y_i S_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -10 \\ 2920 \\ 7080 \end{bmatrix}.$$

Seejärel saab leida tasandi võrrandi koefitsientide väärtused:

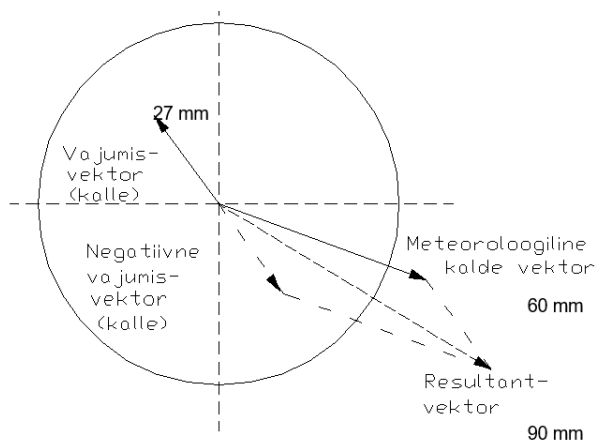
$$\mathbf{X} = \begin{bmatrix} a \\ b \\ c \end{bmatrix} = \mathbf{A}^{-1} \mathbf{B} = \begin{bmatrix} -2,02 \text{ mm} \\ 1,42 \cdot 10^{-4} \\ -1,91 \cdot 10^{-4} \end{bmatrix}.$$

Ainult koefitsient a on ühikuga (iseloostab ühtlast vajumit), koefitsientidel b ja c ühikuid ei ole (iseloostavad kaldeid). Lõpetuseks leitakse valemitega 16.11 ja 16.12 ehitise kaldenurga α ja kaldevекtori nurga φ väärtused (vastavalt $29,4''$ ja $126,7^\circ$, vt joonis 16.6). Kaldenurga abil saab veel arvutada vajumisest tingitud hälbe vertikaalsuuna suhtes vajamineval kõrgusel. Näiteks kõrgusel 190 m (h) on selle näite korral hälve $D = h \cdot \tan \alpha = 27,1$ mm. Erinevalt meteoroloogilistest teguritest põhjustatud kaldest tuleb vajumisest tingitud kaldele vastu töötada. Vektorite summeerimist kujutab joonis 16.7.

Punkt	X [m]	Y [m]	S [mm]
2	3,54	3,54	-2
3	5,00	0,00	-1
4	3,54	-3,54	-2
5	0,00	-5,00	0
6	-3,54	-3,54	-2
7	-5,00	0,00	-3



Joonis 16.6. Tornitüüpi ehitise vajumisvaatluste lähteandmed ja arvutustulemused, kus X ja Y on vajumisreeperite koordinaadid (ehitise struktuurvõrgu süsteemis) ning S on vajum.



Joonis 16.7. Tööde horisondile projitseeritud tornitüüpi ehitise tsentri vajaliku nihutuse (umbes 90 mm) leidmine.

Buš jt (1985) on leidnud, et kui ebaühtlasest vajumisest tingitud kaldele vastu ei töötata, siis lisaks kaldumisele võib tornitüüpi ehitise ka kõverduda. Kusjuures, kui ehitise tsenter projitseeritakse alati kõige esimeselt horisondilt tööde horisondile, siis kõverdub ehitise kaks korda rohkem kui järkjärgulisel projitseerimisel, kuid kallet ei pruugi tekkida. Seevastu järkjärgulisel projitseerimisel tekib nii kalle kui ka väike kõverdumine, kusjuures tsentrit läbiva projitseerimise puhul on torni kalle kaks korda suurem kui kõverdumine.

Peatükk 16 kontrollküsimused

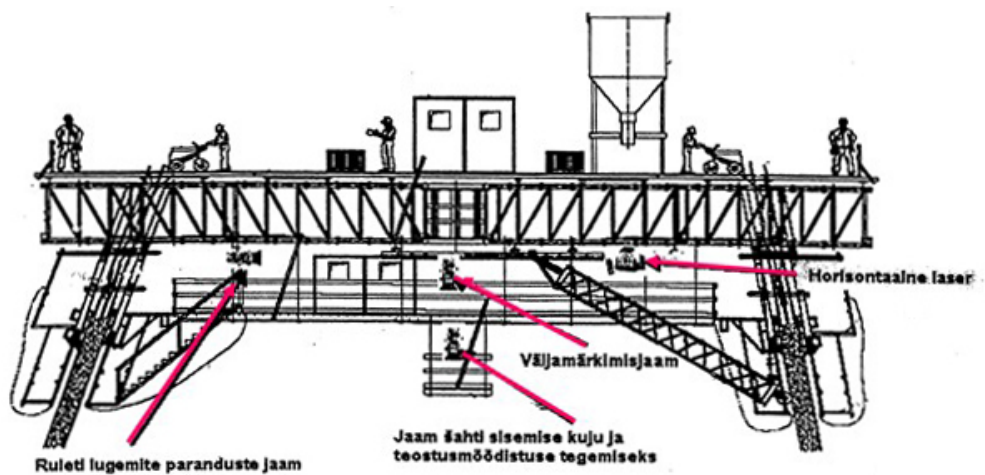
1. Millised ehitised on tornitüüpi?
2. Milliseid hooneid loetakse Eestis kõrghooneteks ja „pilvelõhkujateks“?
3. Kuidas muutuvad hoone gabariidid temperatuuri kõikumise mõjul? Kus on muutused suurimad ja kus väikseimad?
4. Kirjelda ehitise konstruktsioonide ja välisõhu temperatuuride erinevusi.
5. Millised on põhilised välismõjud, mis põhjustavad tornitüüpi ehitiste hülbeid vertikaalsuuna suhtes?
6. Kirjelda põhilisi töövõtteid tornitüüpi ehitise tsentri projitseerimisel tööde horisondile.

17. Tornitüüpi ehitiste rajamine liugraketisega

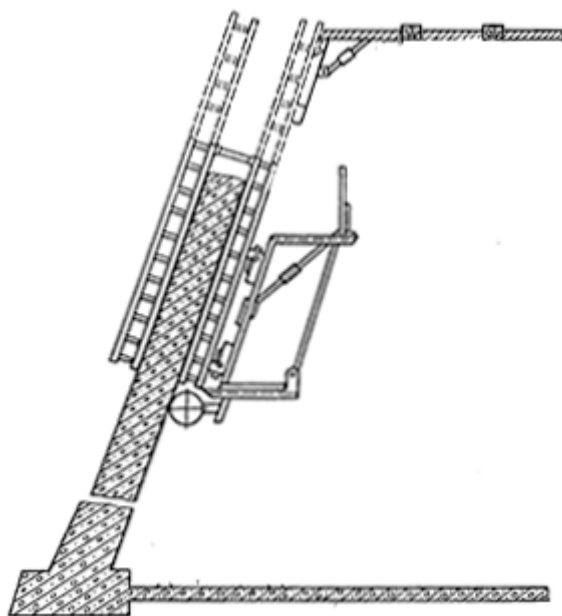
Kui tornitüüpi ehitist rajatakse liugraketisega, tehakse nii märkimine kui ka teostusmöödistamine üldjuhul tööde horisondile projitseeritud tsentripunktist. Lähtesuuna saamiseks tuleb viseerida kaugale hästi nähtavale ja stabiilsele punktile, kuna kahe punktiga baasjoone rajamine võib ruumipuuduse tõttu olla raskendatud või korrektsust silmas pidades ka võimatu, eriti kui ehitise läbimõõt kitseneb ülaosas oluliselt. Näiteks Frankfurdi teletorni läbimõõt on alaosas 20 m, aga ülaosas ainult 5,6 m. Põhilised ehitusgeodeetilised tööd liugraketisega ehitusel on

- oluliste tugi-armatuurvarraste asukohtade märkimine;
- raketise tugikonstruktsioonide märkimine;
- torude ja avade asukohtade märkimine;
- ehitise kontuuri teostusmöödistamine;
- torude ja avade teostusmöödistamine.

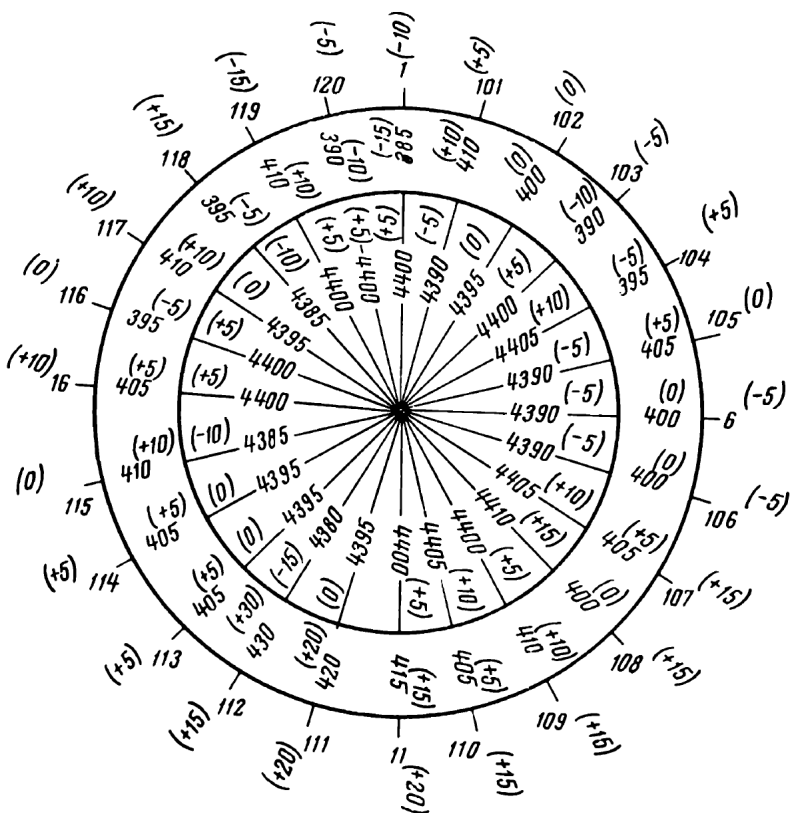
Liugraketise (vt joonis 17.1) kõrgust saab pidevalt määrata kahe kaitsehülis oleva ruletiga, mis peaksid paiknema küll eri punktides, kuid ühel diameetril. Ruletid peavad olema kaaluvihtidega pingutatud. Rulettide lugemeid tuleks kontrollida vertikaalse lähtereeperile suunatud laserkaugusmõõtja või elektrontahhümeetriga. Saadud kõrgused seotakse lasernivelliiriga, misjärel märgitakse tööde horisondil vajalikud kõrgused. Tariraudade ja avatäidete korkide kontrollmöödistamine tehakse ülemiselt tööde platvormilt elektrontahhümeetriga, pärast mida alustatakse liugraketise tõstmist (näidet tõstekonstruktsioonist kujutab joonis 17.2). Seejärel kontrollitakse elektrontahhümeetriga liugraketise siseraadiuseid, suure kobisirkliga raketise seinte vahekauguseid (plaaniliste mõõtmete kontrolljoonist kujutab joonis 17.3) ning lasernivelliiri või elektrontahhümeetriga raketise horisontaalsust ja ülaserva kõrgust. Kui kontrollid on tehtud, alustatakse betooni valamisega. Ehitise sisekuju ja avade teostusmöödistamine (vt avade teostusjoonise näidet joonisel 17.4) toimub elektrontahhümeetriga alumiselt tööplatvormilt (vt joonis 17.1).



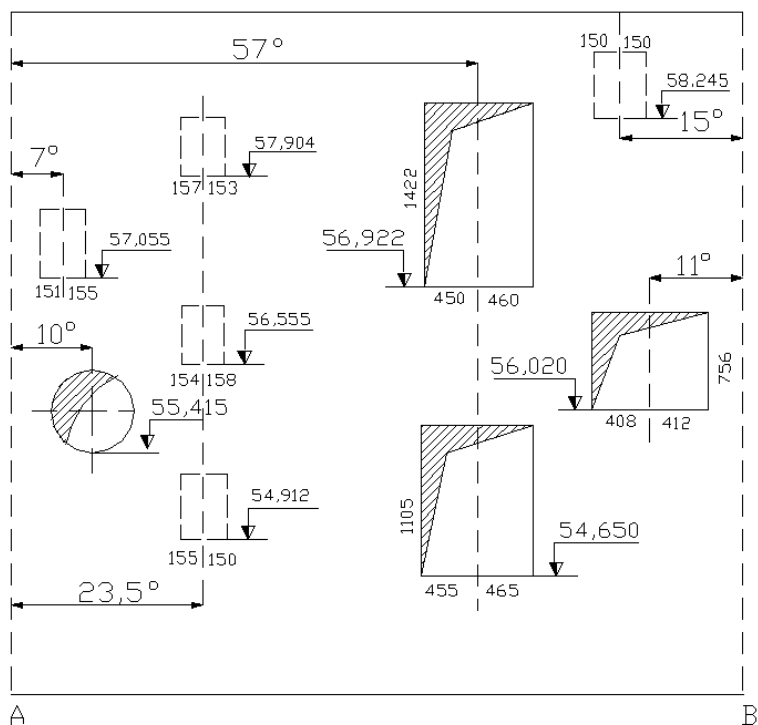
Joonis 17.1. Liugraketis ja selle tööplatvorm (modif. Kollo, 2006). Vaatlusjaamades kasutatavate instrumentide (vt joonisele eelnevat teksti) asukohad on tähistatud punaste nooltega



Joonis 17.2. Liugraketis (Buš jt, 1985).

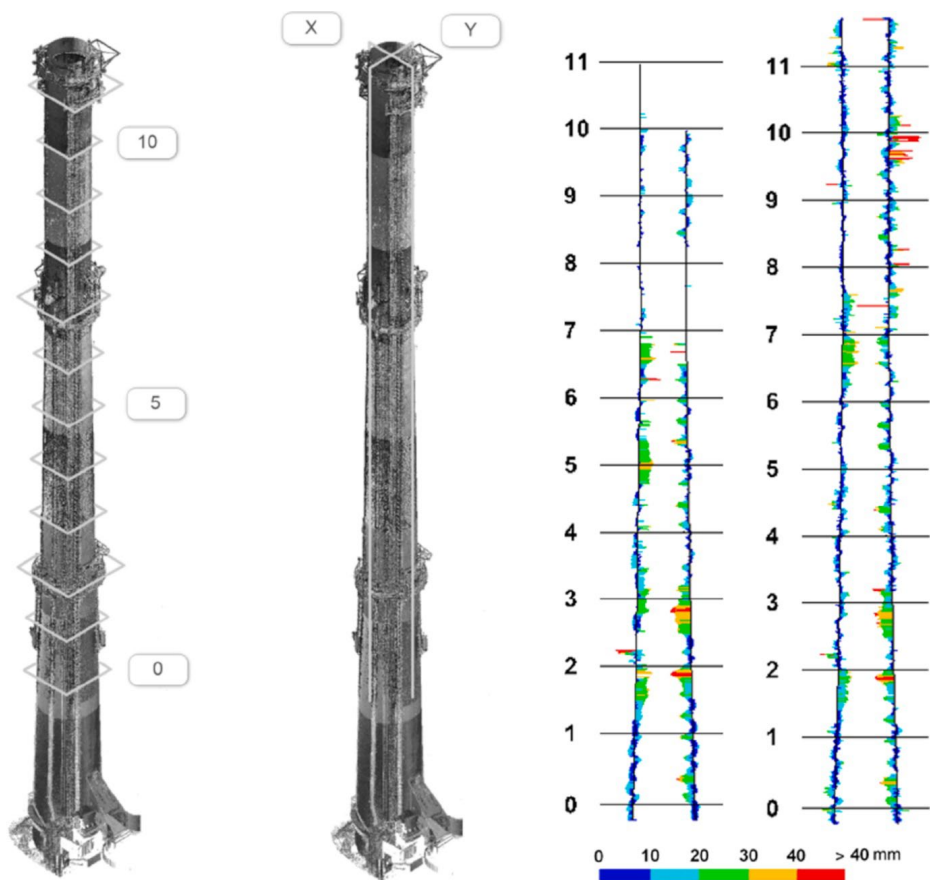


Joonis 17.3. Tornitüüpi ehitise liugraketise kontrolljoonis (Sundakov, 1980). Siseringis on esitatud siseraadiused ja nende hälbed (sulgudes); kahe ringi vahel on raketise seinte vahed-kaugused ja nende hälbed (sulgudes); väljaspool ringe on telgede numbrid ja välisraadiuste hälbed (sulgudes). Hilisem teostusjoonis (pärast betoneerimist) koostatakse sarnasel põhimõttel.



Joonis 17.4. Tornitüüpi ehitise seinte avade teostusjoonis (Buš jt, 1985). Avade telgede kaugused ehitise telgedest on antud nurgaliselt ja avade mõõtmed millimeetrites.

Kuna tornitüüpi ehitiste välispidine teostusmöödistamine võib nende kõrguse tõttu olla raskendatud, tasub kaaluda staatilise laserskaneerimise (madalamatel kõrgustel) ja droonipõhise fotogramm-meetria (suurematel kõrgustel) kasutamist. Printsiipide rangel järgimisel on mõlema meetodiga võimalik saavutada mõne sentimeetri suurusjärku (või paremat) täpsust (põhimõtteid käsitletakse lähemalt õpiku VII osas). Näidet nende meetoditega tuvastatud korstna hälvetest kujutab joonis 17.5. Lisaks teostusmöödistamisele võib vajalikuks osutuda tornitüüpi ehitiste perioodiline kontrollmöödistamine, et tuvastada varakult võimalikke ohtlikke deformatsioone (deformatsioonide uurimist käsitleb lähemalt õpiku järgmine, VI osa). Kuivõrd laserskaneerimise ja fotogramm-meetria tulemiks on punktipilved, saab möödistusobjekti detailselt analüüsida ja eri ajaepohhide punktipilvede võrdlus toob esile vahepeal toimunud muutused. Lisaks on laserskaneerimine ja droonimöödistus kaugseire meetodid, mis tagavad ohutu möödistuse.



Joonis 17.5. Liugraketisega rajatud korstna punkt pilv ja lõigete asukohad ning X-lõike staa-tilise laserskaneerimise (vasakul) ja droonipõhise fotogramm-meetriaga (paremal) määratud hälbed (modif. Siwec ja Lenda, 2022).

Peatükk 17 kontrollküsimus

1. Mis on viis põhilist ehitusgeodeetiliste tööde ülesannet tornitüüpi ehitiste liugraki-tega rajamisel?

VI OSA:

DEFORMATSIOONIDE UURINGUD

18. Põhimõisted

Mitmesuguste ehituslike ja teaduslike ülesannete lahendamisel on tarvis teada ehitise ja selle aluspinnase deformatsioonide seaduspärasusi ja suurusi. Aluspinnase deformatsioonid põhjustavad omakorda ehitise deformatsioone, näiteks selle terviku või üksikute osade siirdeid horisontaal- ja vertikaalsuunas, kusjuures deformatsioonidega võivad kaasneda eksploatatsiooniomaduste halvenemine, pikaajalise ja vastupidavuse vähenemine, praod, avariioht või isegi varing. Võimalikud deformatsioonid jagunevad looduslikeks ja kunstlikeks (st tehnogeenseteks ehk inimtekkelisteks). Looduslikud deformatsioonid on:

- endogeensete protsesside tulemusena (st Maa sisejõudude mõjul) tekkivad deformatsioonid. Neid põhjustavad enamasti üle sajandite kestvad neotektoonilised maakoore liikumised, mikroiseismid ja maavärinad;
- eksogeensete protsesside tulemusena (st välisjõudude mõjul) tekkivad deformatsioonid. Need võivad olla kas täielikult või osaliselt taastuvad (nt maapinna hooajaline külmumine ja sulamine ning niiskuse muutumine) või taastumatud (nt karsti teke ja pinnase uhtumine konstruktsioonide alt) deformatsioonid.

Kunstlikud deformatsioonid on näiteks:

- pinnase vajumine, mis on tingitud maa-aluste kaeveõõnte rajamisest;
- pinnase vajumine, mis on tingitud pinnasevete ja teiste vedelate või gaasiliste ainete väljapumpamisest;
- pinnase deformatsioonid, mis on tingitud lõhketöödest (üldjuhul horisontaalsed deformatsioonid) või masinate ja mehhanismide tööst tulenevast vibratsioonist (üldjuhul vertikaalsed deformatsioonid);
- pinnase deformatsioonid, mis on tingitud loodusliku rõhu muutumisest näiteks kaevikute ja ehitiste rajamisel;
- pinnase deformatsioonid, mis on seotud selle hüdrotermalse (nt pinnase külmumise ja sulamise tsüklid) režiimi muutustega.

Deformatsioonid jaotuvad horisontaalseteks, vertikaalseteks ning kalleteks (hälbed horisontaaltasandist) ja kreenideks (hälbed vertikaalsuunast). Aluspinnase vajumisest tingitud kallete ja kreenide kõrval võivad esineda ka iseseisvad kalded ja kreenid, nagu näiteks maapinna survele tekkinud tugimüüride kreenid, veemasside survele tekkinud paisude ja tammide kreenid või meteoroloogilistest oludest põhjustatud perioodilised tornitüüpi ehitiste kreenid. Horisontaalsete deformatsioonide all peetakse silmas nihkeid ja lihkeid. Nihke puhul on tegemist terve ehitise või selle üksiku elemendi väikesemõõdulise liikumisega oma esialgse (projektikohase) asendi suhtes. Seevastu lihe on üldjuhul katastroofiline nähtus, kus pinnase kihid libisevad koos neil olevate ehitistega kalde suunas. Vertikaalsed deformatsioonid saab jagada järgmistesse alaliikidesse:

- vajumine – pinnase tihenemine väliskoormuse (ehitise) või pinnase enda raskuse mõjul, aga ka vibratsioonist tulenevalt, kusjuures pinnase tihenemisega ei kaasne pinnase struktuuri põhjalikku muutust;
- äkkvajumine – pinnase struktuuri põhjalik muutus välise koormuse ja lisategurite toimel (nt lössipinnase märgumine, külmunud pinnase jäätunud vahekihtide sulamine või pinnase väljasurumine vundamendi alt);
- pundumine – savipinnase mahu muutumine niiskuse ja temperatuuri muutusel (nt külmakerked, aga ka kaeviku põhja tõus pärast väljavõetud pinnase raskuse eemaldamist);
- langatus – maa-aluste kaeveõõnte, karstilehtrite jms tühemike varisemisel tekkinud maapinna deformatsioon.

Mis puutub kaeviku rajamise järgsesse pinnase pundumisse, siis selle magnituud oleneb kaeviku sügavusest ja laiupest ning on suurim kaeviku keskosas, kus on märgatud pundumist kuni 145 mm (Vidujev ja Rakitov, 1964).

Deformatsioonide iseloomustamiseks võib kasutada järgmiseid parameetreid:

- täis- ehk absoluutne vajum, mis antakse iga üksikpunkti kohta;
- keskmine ja maksimaalne vajum. Keskmine vajum antakse aluspinnase vähemuutaval kokkusurutavusel;
- horisontaalnihe või -lihe;
- deformatsioonide erinevused naaberpunktide vahel. Võib esitada ka suhtena punktide vahelisse kaugusesse ehk kalde või kreenina;
- suhteline läbi- ja kumerpaine: $f = (2S_2 - S_1 - S_3)/2$, kus S_1 ja S_3 on deformatsioonid konstruktsioonieleменти otstes ja S_2 deformatsioon selle keskel;
- keerdumisnurk;
- praod ning nende laius ja arenemise kiirus.

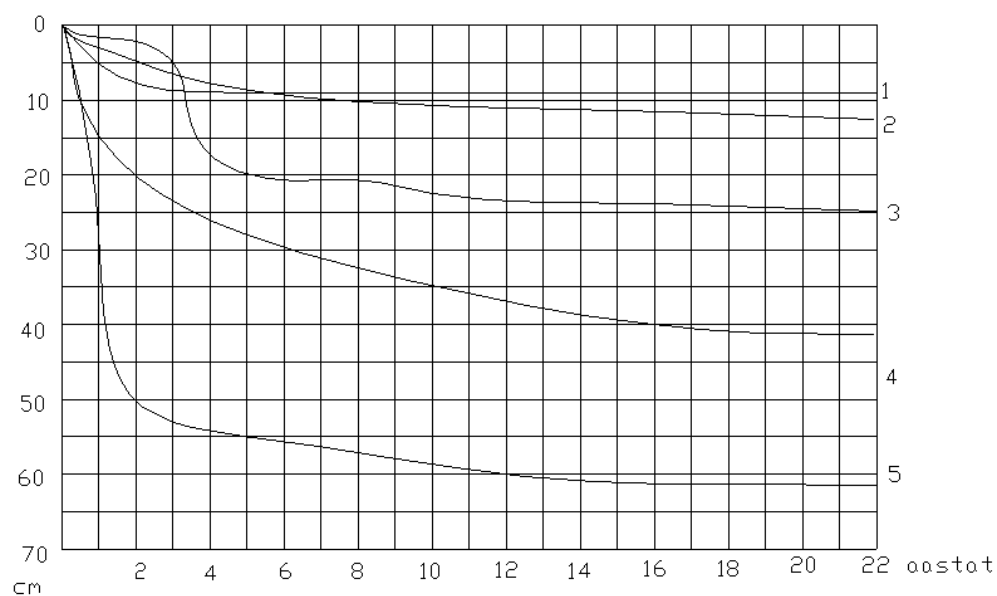
Deformatsioonide uurimise eesmärk, nii ehituse kui ka eksploatatsiooni perioodil, on selgitada, kas deformatsioonid

- progresseeruvad prognoosikohaselt (kui ei, siis tuleb leida põhjused);
- on ohtlikud.

Olenevalt deformatsioonide uurimise tulemustest võib osutuda vajalikuks meetmete rakendamine olukorra parandamiseks, et vältida eksploatatsiooniomaduste halvenemist ja võimalikku avarii- või varinguohtu. Näiteks võivad suured ja ühtlased vajumid põhjustada kanalisatsiooni vastukalde tekkimise või ukسلäve maapinnast allapoole vajumise. Pikaajalised ühtlased deformatsioonid võivad muutuda ka ebaühtlasteks, millega kaasneb kergemal juhul kallete ja kreenide teke, kuid esineda võivad ka konstruktsioonide keerdumised ja läbipainded, mis võivad omakorda kutsuda esile pragude tekke ning halvimal juhul konstruktsioonide purunemise. Ka ühtlaselt, kuid pidevalt suurenevad kalded ja kreenid võivad tekitada avarii- ning varinguohu.

Kuna deformatsioonidest sõltub ehitise ekspluateeritavus, tuleb määrata deformatsioonide suurus ja ebaühtlus ning muutumine aja jooksul. Enne ehitustöid uuritakse deformatsioone nii arvutuslikult kui ka katseliselt (nt pinnase koormuskatsed). Arvutuslikes uuringutes lähtutakse geoloogilistest andmetest ja ehitise parameetritest, eeldades, et ehitise oodatav vajumine on seotud pinnase pooridest ehitise koormuse mõjul välja surutava vee filtratsiooniga ja seega pinnase skeleti järkjärgulise tihenemisega. Saadud tulemused võimaldavad prognoosida deformatsioonide arengut ja kavandada meetmeid nende kahjuliku mõju vastu.

Kui vaadelda ehitise vajumise kulgu aja jooksul, siis ehitise rajamise käigus suureneb järjest aluspinnasele mõjuv koormus ja seega ka aluspinnase vajum. Pärast ehituse lõppu on aluspinnasele mõjuv koormus reeglina konstantne (erandjuhtudel võib esineda täiendav vibratsioonikoormus või lisanduda staatiline koormus nt juurdeehituse tõttu), mistõttu üldjuhul vajumi juurdekasv väheneb aja jooksul, kuni lõpuks vaibub (vt joonis 18.1). Liiv- ja jäme purdpinnastes kasvavad vajumised ehituse ajal kiiresti ja lõppevad praktiliselt selle valmimise ajaks. Kõvades savides kustub 90% vajumist 10–12 aasta jooksul ja vajumine stabiliseerub lõplikult edasise 10 aasta jooksul. Mõlemal eeltoodud juhul on koguvajumid enamasti väikesed, jäädes detsimeetri piiresse. Seevastu sitkeplastsetes savipinnastes kasvavad vajumid ehitusperioodil laineliselt. Ehituse järel toimub vajumite vaibumine analoogiliselt kõvade savipinnastega, kuid vajumid ulatuvad keskmiselt 25 cm. Pehmeplastsetes ja voolavplastsetes savides (sh viirsavides) võib vajumine kesta kümneid ja isegi sadu aastaid, saavutades väärtusi üle meetri. Näiteks Pisa toomkiriku kellatorn, mis toetub suhteliselt õhukese liivakihiga kaetud plastsetele savidele, on vajunud ligemale 800 aastat ja vajum on juba 320 cm. Voolavplastsete savide puhul toimub eriti intensiivne vajumine ehituse ajal ja tuntav vajumine kestab veel kümnekond aastat pärast ehituse lõppu, misjärel jääb kestma pikaajaline pidev aeglane vajumine.



Joonis 18.1. Vajumise kulg erinevates pinnastes: 1 – liiv, 2 – kõva savi, 3 – sitkeplastne savi, 4 – pehmeplastne savi, 5 – voolavplastne savi.

Peatükk 18 kontrollküsimused

1. Selgita nihke ja lihke erinevust.
2. Mis on vertikaalsete deformatsioonide neli põhiliiki?
3. Kirjelda ühtlaste ja ebaühtlaste deformatsioonide võimalikku mõju.
4. Milline on üldjuhul vajumiste kulg erinevates pinnaseliikides?

19. Deformatsioonide uuringute metoodika

Enne deformatsioonide mõõdistust tuleb üldjuhul koostada tööde kava (või projekt), milles lahendatakse või kirjeldatakse järgmised probleemid.

1. Deformatsioonide uurimise eesmärk ja ülesanded.
2. Vaatlusele kuuluvad ehitise osad ning ehitise vundamendi konstruktsioonid ja eripärad, mis saadakse ehitusprojektist.
3. Ehitustööde staadiumi või ekspluatatsiooni kirjeldus (olenevalt deformatsioonide ilmnenemise ajast). Lisada tuleb objekti ülevaatus tulemused ja pragude kirjeldused.
4. Aluspinnase ehitusgeoloogilised omadused ja hüdrogeoloogilised olud, mis tuvastatakse ehitusuuringutega.
5. Aluspinnase deformatsioonide arvutuslikud prognoosväärtused, mis peaksid olema kirjeldatud ehitusprojektis.
6. Andmed varasematest deformatsioonide uuringutest objektil ja nende seos käesoleva tööga.
7. Andmed olemasolevate geodeetiliste punktide kohta (sh koordinaatide ja kõrguste süsteemid).
8. Projekteeritud mõõdistamisvõrgu esmane skeem ja mõõdistustööle ettenähtud täpsuse põhjendus.
9. Geodeetiliste märkide (sh vajumisreeperite) tüüpide ja vajaliku paigutuse põhjendus. Lisada tuleks geodeetiliste märkide joonised. Oluline on ka selgitada ehitusettevõtja või objekti valdaja vastutust geodeetiliste märkide säilivuse ja juurdepääsetavuse eest.
10. Deformatsioonide vaatluste tsüklilisus ning mõõdistusmeetodite, instrumentide ja andmetöötluse kirjeldus.

Kavale (või projektile) tuleb veel lisada deformatsioonide uuringute tellija esitatud tehnilise ülesande koopia, tööde ja materjalide esitamise ajakava ja kulutuste eelarve. Lisaks on soovitatav määrata ligidaste ehitiste seisund enne ehitustöö algust ja ehitamise ajal (nt vajumisvaatlustega, fassaadide fotodega või laserskaneerimisega).

Vajumisvaatlustega tuleb alustada kohe pärast vundamendi valmimist, mil ehitise saavutab umbes 25% oma lõplikust koormusest aluspinnasele. Edasised vajumisvaatlused peaksid toimuma 50%, 75% ja 100% koormuse saavutamisel. Üldjuhul toimub ehitise põhiline vajumine just ehitusperioodil (umbes 50–80% koguvajumist), kuid vajumise vaibumine oleneb suuresti ka ehitise tüübist ja mõõtmetest ning aluspinnase ehitusgeoloogilistest omadustest ja hüdrogeoloogilistest oludest. Pärast ehitise täiskõormuse saavutamist tuleb kordusmõõtmisi teha iga 3–4 kuu järel saviste aluspinnaste ja iga 5–6 kuu järel liivapinnaste korral. Muude tegurite (nt pinnasevete režiimi muutuse või dünaamilise koormise) mõju ilmnemisel tuleks vajumisvaatlusi

teha vahetult enne nende mõju algust (kui see on prognoositav), mõju ajal (st kõrgpunktis) ja pärast mõju lõppu. Äkkvajuvate aluspinnaste puhul tasub vajumisvaatlusi teha iga kuu, aga teatud ohtlikel tingimustel (nt lössipinnase märgumine) lausa iga päev.

Üldjuhul loetakse vajumine stabiliseerunuks, kui see ei ületa 1–2 mm/a; enamasti lõpetatakse siis ka vajumisvaatlused. Tundlike ehitiste (nt hooned, milles toimuvad tehnoloogilised protsessid või mille konstruktsioonid on kergesti deformeeruvad) vajumisvaatlusi võidakse aga jätkata ka veel 2–3 aastat pärast vajumise stabiliseerumist. Samuti tuleb arvestada, et hüdrotehnilistel või dünaamilise koormisega ehitistel võivad ilmned a aluspinnase kandevõime kadumisest tingitud äkkvajumid ka pärast esialgset vajumise stabiliseerumist, mistõttu on soovitatav selliste ehitiste puhul teha pidevaid vajumisvaatlusi sagedusega kord aastas terve eksploatatsiooni vältel. Ka elutähtsaid ja keskkonnohtlikke ehitisi vaadeldakse terve eksploatatsiooni vältel. Muude ehitiste vajumisvaatlused taastatakse, kui ilmnevad deformatsioonid (praod) või põhjused, mis võivad tekitada teisesid vajumisi (nt uute ehitiste rajamine vahetusse lähedusse, juurdeehitus, kapitaalremont, maa-alused tööd või aluspinnase nõrgenemine veetorustiku avariist tingitud pinnase niiskumisel ja uhtmisel).

19.1. Täpsusnõuded

Kui deformatsioonide uurimise projekt ei täpsusta mõõdistustööde täpsusstandardit, võib maismaaehtiste puhul sobida Vene standard ГООТ 24846-2019 „Hoonete vundamentide ja konstruktsioonide deformatsioonide määramise meetoodika“, vesiehitiste korral USA standard EM 1110-2-1009 „*Structural deformation surveying*“ ja teede tarbeks Lääne-Austraalia provintsi standard 67/08/108 „*Settlement monitoring*“ (Mainroads, 2020). Lähtuda võib ka tabelis 19.1 olevatest ГООТ 24846-81 (ГООТ 24846-2019 vanem versioon) nõuetest, mis on suhestatud arvutuslike deformatsioonide prognoosväärtustega. Kui arvutuslikke väärtusi ei ole antud, siis saab ГООТ 24846-2019 järgi määrata esmalt deformatsioonide uuringule täpsusklassi:

- I täpsusklass – unikaalsed ehitised; üle 50 aasta eksploatatsioonis olnud ehitised; kalju- või poolkaljupinnasele rajatud, eriti rasked või suure dünaamilise koormisega ehitised;
- II täpsusklass – ehitised, mis on rajatud liiva-, kuiva savi või teistele vähe kokku surutavatele pinnastele;
- III täpsusklass – ehitised, mis on rajatud täite-, äkkvajuvatele, turvastunud ja muudele tugevasti kokku surutavatele pinnastele;
- IV täpsusklass – muldehitised.

Täpsusklassidele vastavad GOCT 24846-2019 sätestatud nõuded on esitatud tabelis 19.2.

Tabel 19.1. Horisontaal- ja vertikaalsuunaliste deformatsioonide määramise GOCT 24846-81 täpsusnõuded mõõdistustööle sõltuvalt arvutuslikest deformatsioonide prognoosväärtustest. Ühik mm.

Deformatsiooni prognoosväärtus	Lubatud mõõdistusviga [mm]			
	Ehituse ajal		Kasutuse ajal	
	Liivane pinnas	Savine pinnas	Liivane pinnas	Savine pinnas
Kuni 50 mm	1	1	1	1
50–100 mm	2	1	1	1
100–250 mm	5	2	1	2
250–500 mm	10	5	2	5
Üle 500 mm	15	10	5	10

Tabel 19.2. Deformatsioonide määramise GOCT P 24846-2020 täpsusnõuded mõõdistustööle olenevalt täpsusklassist. Ühik mm.

Täpsusklass	Lubatud mõõdistuslik viga	
	Horisontaalsuunaline deformatsioon	Vertikaalsuunaline deformatsioon
I	2	1
II	5	2
III	10	5
IV	15	10

Vajumisvaatlusteks kasutatakse valdavalt lühikeste vaatekiirtega geomeetrilist nivelleerimist. Järgnevalt on loetletud täpsusklassidest lähtuvalt soovituslikke nõudeid, mis on koostatud standardite GOCT 24846-2019, EM 1110-2-1009 ja EM 1110-1-1005 ning Maa-ameti „Kõrgusvõrgu rekonstrueerimise ja nivelleerimise juhendi“ (2006) alusel.

I täpsusklassi geomeetrilise nivelleerimise nõuded on järgmised.

- Nivelliiri kompensaatori nominaalne täpsus vähemalt 0,2"; 1 km kahekordse käigu nominaalne täpsus vähemalt $\pm 0,3$ mm; pikksilma suurendus vähemalt $30\times$; lugemi ja kaugusmõõdu väikseimad ühikud vastavalt 0,01 mm ja 1 mm.
- Nivelliir koos invarlattidega peab olema kalibreeritud sertifitseeritud asutuses (nt Soome Maamõõduameti teaduskeskuses – *Maanmittauslaitoksen Paikkatietokeskus*). Nivelliiri põhitingimuse viga tuleb kontrollida iga päev Näbaueri meetodil.
- Nivelleerimiskäik peab olema kinnine või edasi-tagasi käik kahel tööhorisondil.
- Vaatekiirte pikkus kuni 25 m (soovitavalt 10–15 m) ja kõrgused takistustest vähemalt 1,0 m. Keerukates oludes vaatekiirte pikkustel alla 6 m tuleb kasutada ühte latti ja esimese tööhorisondi lugemite järjekorda TTEE ning teise tööhorisondi lugemite järjekorda EETT. Õlgade lubatav ebavõrdsus seisus ja käigus vastavalt kuni 0,2 m ja 1,0 m.
- Maastikul tuleb sidepunktidenä kasutada metallvahasid ja asfaltteedel nivelleerimiseks ette nähtud asfaldinaelu. Erandjuhtudel (nt plaatidega sillutatud teel) võib kasutada ka malmist latialuseid ehk „konnasid“. Latte peab hoidma tugeppeidega.
- Mõõdistuse lugemite järjekord paarituurvulises seisus ETTE ja paarisarvulises seisus TEET. Kõrguskasvude erinevus seisus kuni 0,1 mm.
- Käigu sulgemisviga kuni $\pm 0,15\sqrt{n}$ mm, kus n on seisude arv. Ühe kilomeetri kahekordse käigu keskmine ruutviga kuni 0,5 mm.

II täpsusklassi geomeetrilise nivelleerimise nõuded on järgmised.

- Nivelliiri, lattide ja sidepunktide kohta käivad nõuded on samad, mis I täpsusklassi korral.
- Nivelleerimiskäik peab olema kinnine või edasi-tagasi käik; tööhorisonte võib olla üks.
- Vaatekiirte pikkus kuni 40 m ja kõrgused takistusest vähemalt 0,8 m. Õlgade ebavõrdsus seisus ja käigus vastavalt kuni 0,4 m ja 2,0 m.
- Soovitav on kasutada ühte latti, mõõdistuse lugemite järjekorraga paarituurvulises seisus TTEE ja paarisarvulises seisus EETT. Kõrguskasvude erinevus seisus kuni 0,15 mm.
- Käigu sulgemisviga kuni $\pm 0,5\sqrt{n}$ mm, kus n on seisude arv.

III täpsusklassi geomeetrilise nivelleerimise nõuded on järgmised.

- Kasutada võib digitaalnivelliiri, mille 1 km kahekordse käigu nominaalne täpsus on vähemalt 4 mm ja pikksilma suurendus vähemalt $25\times$, või optilist nivelliiri, mille kompensaatori nominaalne täpsus on vähemalt 0,4" või kontaktvesiloodi 2 mm jaotise väärtus kuni 15". Olenevalt nivelliiri tüübist võib kasutada kokkupandavaid koodlatte või kahepoolseid jäikasad puitlatte, mille ühe meetri viga on kuni 0,5 mm. Puitlattide keskmise meetri pikkust tuleb kontrollida kontrolljoonlauaga.

- Digitaalnivelliiri põhitingimuse viga võib kontrollida Näbaueri, Forstneri või Kukka-mäki meetodil. Optilise nivelliiri kontroll tuleb sooritada latialuste kõrguste määrami-sega baasi keskelt ja ühest otsast.
- Nivelleerimiskäik peab olema kinnine või edasi-tagasi käik; tööhorisonte võib olla üks.
- Vaatekiirte pikkus kuni 50 m ja kõrgused takistusest vähemalt 0,5 m. Õlgade ebavõrd-sus seisus ja käigus vastavalt kuni 1,0 m ja 5,0 m.
- Sidepunktidenä võib kasutada metallvaiaid, 30 cm pikkuseid puitvaiaid või malmist latialuseid; viimaseid ei tohi asetada murumäntale. Lattidel peab olema vesilood.
- Soovitav on kasutada ühte latti, mõõdistuse lugemite järjekorraga paarituarvulises seisus TTEE ja paarisarvulises seisus EETT. Optilise nivelliiri lugemid tuleb võtta niit-ristiku kolme niidi järgi. Kõrguskasvude erinevus seisus digitaalnivelliiri puhul kuni 0,5 mm ja optilise nivelliiri puhul kuni 2,0 mm.
- Käigu sulgemisviga kuni $\pm 1,5\sqrt{n}$ mm, kus n on seisude arv.

IV täpsusklassi geomeetrilise nivelleerimise nõuded on järgmised.

- Nivelliiri, lattide, nivelleerimiskäigu ja sidepunktide kohta käivad nõuded on samad, mis III täpsusklassi korral. Kokkupandavate lattide meetri viga kuni 1 mm.
- Vaatekiirte pikkus kuni 60 m ja kõrgused takistusest vähemalt 0,3 m. Õlgade ebavõrd-sus seisus ja käigus vastavalt kuni 3,0 m ja 10,0 m.
- Mõõdistuse lugemite määramine käib peaaegu nagu III täpsusklassi korral, kuid selle erinevusega, et optilise nivelliiriga võetakse lati musta poole lugem niitristiku kesk-mise ja alumise niidi järgi ning punase poole lugem ainult keskmise niidi järgi.
- Käigu sulgemisviga kuni $\pm 5\sqrt{n}$ mm, kus n on seisude arv.

Suurte kõrguskasvude korral, kus geomeetrilist nivelleerimist rakendada ei saa (nt kõrged täited, sügavad kaevikud või järsud mäenõlvad), tuleb kasutada trigonomeet-rilist nivelleerimist. Olenevalt deformatsiooniuuringu täpsusklassist on tabelis 19.3 esitatud soovituslikud nõuded elektrontahhümeetri nominaalsele täpsusele. Kasuta-tava elektrontahhümeetri kompensator peab olema kahesuunaline. Trigonomeetri-lise nivelleerimise korral tuleks joonepikkused hoida alla 100 m ja mõõtmised peab tegema vähemalt kahe täisvõttega.

Tabel 19.3. Elektrontahhümeetriks esitatavad nõuded sõltuvalt kõrguskasvu vertikaalnurgast.

Täpsusklass	Valguskaugusmõõduri nominaalne täpsus		Nurgamõõtmise nominaalne täpsus	
	Vertikaalnurk kuni 10°	Vertikaalnurk 10° kuni 40°	Vertikaalnurk kuni 10°	Vertikaalnurk 10° kuni 40°
II	2 mm	0,2 mm	1"	0,5"
III	2 mm	1 mm	1"	1"
IV	2 mm	2 mm	2"	2"

19.2. Vajumisvaatlused

Üldjuhul sooritatakse vajumisvaatlusi geomeetrilise nivelleerimisega, mida vajaduse korral kombineeritakse trigonomeetrilise nivelleerimisega. Mõlemal juhul tuleb vajumite määramiseks paigaldada vajumisreeperid

- kandekonstruksioonide alaosadesse ehitise kogu perimeetril (hoonete korral ka nende sisse);
- konstruktiivsete plokkide põkkumiskohtadesse, mõlemale poole deformatsiooni-
vuuke;
- piki- ja põikkandevseinte põkkumiskohtadesse ning kandevpostidesse;
- suurte dünaamiliste koormiste ümber;
- raskete geoloogiliste olude aladesse;
- mõlemale poole pragusid.

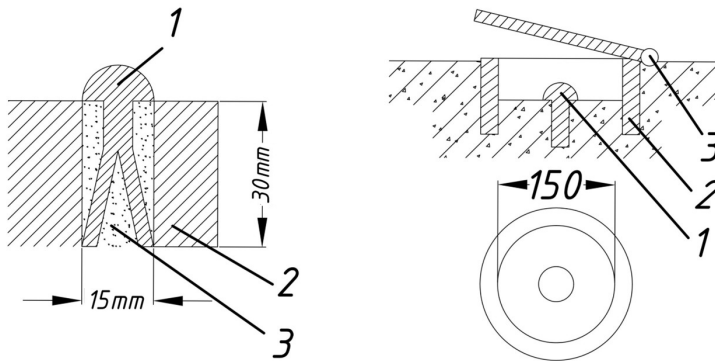
Tellistest või monoliitbetoonist hoone korral tuleb vajumisreeperid paigaldada umbes iga 10–15 m järel ning lisaks veel hoone nurkadesse ja trepikodade juurde. Vajumisreeperite konkreetne asukoht ja konstruktsioon tuleb kooskõlastada projekteerija ning ehitus- ja ekspluateeriva firmaga. Sageli on vajalik paigaldada vajumisreepereid ka ligidastele valmishitistele, et määrata ehitustegevuse võimalikku mõju neile; selliste vajumisreeperite asukohad tuleb kooskõlastada vastavate ehitiste omanikega.

Varakult seintesse paigaldatud vajumisreeperite puhul tuleb arvestada krohvi (üldjuhul kuni 3 cm) või muude viimistluskihtide paksustega. Kohtades, kus on võimalikud seinast välja ulatuvate vajumisreeperite vigastused ehitustööde või ekspluatatsiooni käigus, peaks kasutama sissekeeratava peaga reepereid (joonis 19.1). Mõningatel juhtudel võivad reeperite asemel otstarbekaks osutuda montaažipüstoli paigaldatud betooninaelad. Hoone välisseintesse paigaldatud vajumisreeperite asemel võivad heaks alternatiiviks olla hoopis soklisse süvistatud reeperid (vt joonis

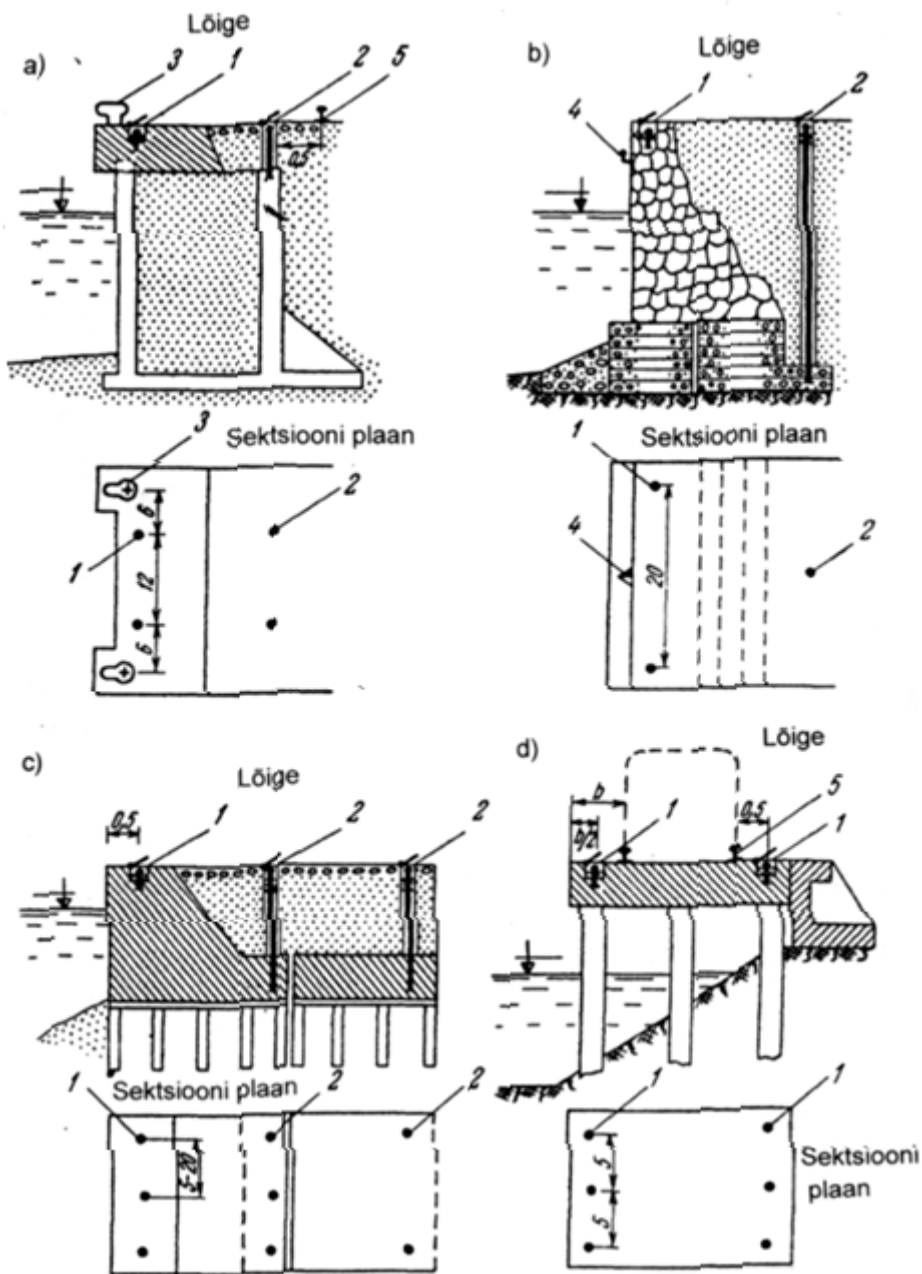
19.2, vasakul). Põrandasse paigaldatavad vajumisreeperid tuleb paigutada süvenditesse ja katta kaitsekaanega (vt joonis 19.2, paremal). Vesiehitistele vajumisreeperite paigaldamisel peab arvestama vee purustava toimega, näiteid vajumisreeperite paigutusest sadamakaidel ja kaldakindlustustel kujutab joonis 19.3. Sarnaseid põhimõtteid võib rakendada ka sildade puhul, mille töötingimused on võrdlemisi sarnased vesiehitiste omadega.



Joonis 19.1. Sisseekeeratava peaga vajumisreeper (vasakul) ja konstruktsiooni betoneeritav ankur (paremal; Limperk, 2021).

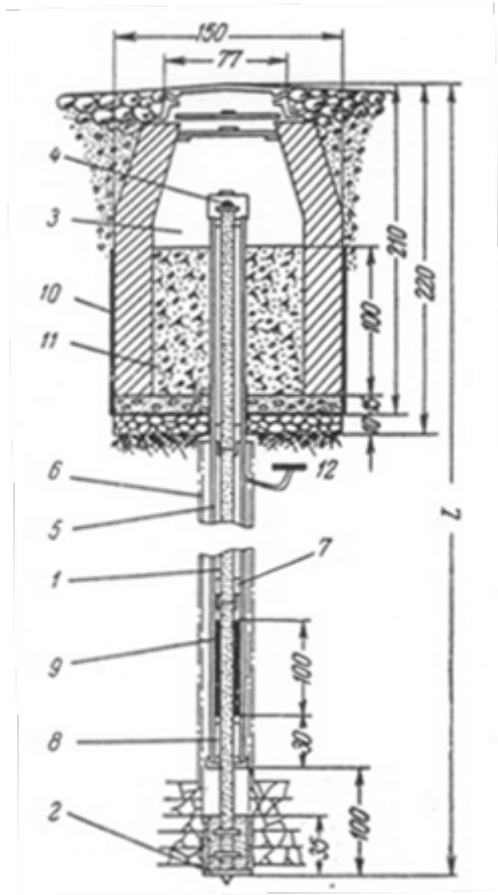


Joonis 19.2. Sokkisse süvistatud (vasakul) ja põrandasse paigaldatud (paremal) vajumisreeperid (modif. M. Paumverk; allikas Brait, 1965). Vasakul: 1 – vajumisreeper (poolsfäärilise peaga ankrupolt), 2 – sokkel, 3 – montaažisegu; paremal: 1 – vajumisreeper (poolsfäärilise peaga polt), 2 – kaitsetuubus, 3 – tuubuse šarniirse hingega kaas.



Joonis 19.3. Vajumisreeperite paigutus sadamakaidel ja kaldakindlustustel (Brait, 1965): 1 – kaitsekaanega kaetud põrandareeper rostvärgi plaadis kandeposti kohal (a1, d1) või massiivgigandi nurgas, 1–2 m vajumisvuugist (b1, c1), 2 – sügavreeper sulundseina ülaosas (a2), kõrgkastis (b2) või pinnasega kaetud madalrostvärgi plaadis (c2), 3 – pollar pealegraveeritud ristiga (a3), 4 – seinareeper (b4), 5 – kraanarelss.

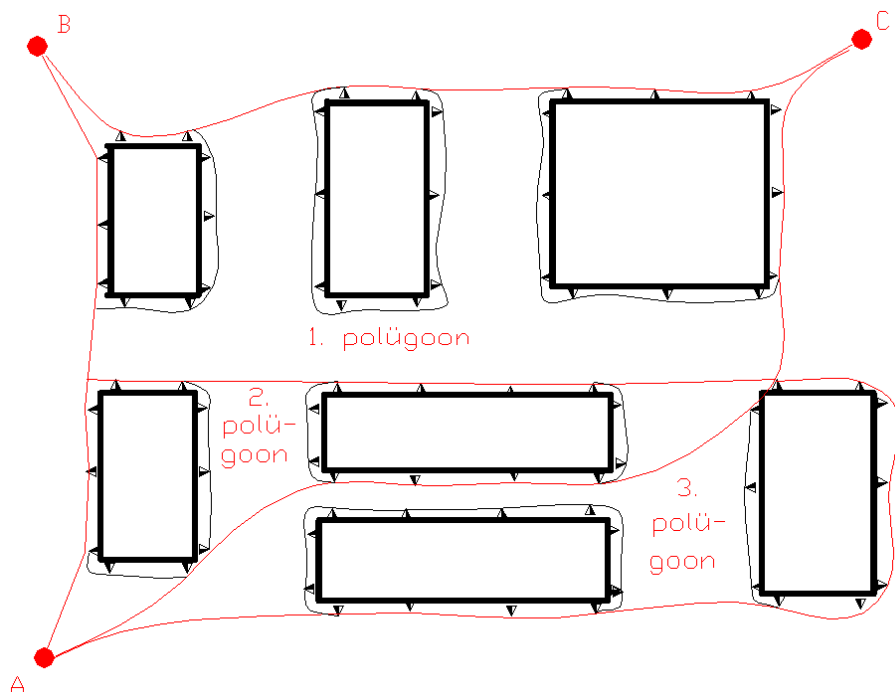
Vajumisreeperid tuleb siduda lähtereeperitega. Võttes aluseks ГОСТ 24846-2019 deformatsiooniuuringute täpsusklassid, peab I täpsusklassi vajumisvaatluste puhul kasutama lähtereeperitena sügavreepereid (vt joonis 19.4), mille ankrud ulatuvad aluskivimisse või teistesse praktiliselt mittekokkusurutavatesse pinnastesse (nt kambriumi savid).



Joonis 19.4. Sügavreeper: 1 – varras, 2 – tugiking, 3 – vaatekaev, 4 – reeperi pea, 5 – kaitsehülss, 6 – puurimisaegne manteltoru, 7 – puitdiafragma, 8 – tihend, 9 – bituumen, 10 – reeperikaevu hüdroisolatsioon, 11 – kaevu šlakitäide, 12 – uitvoolude maaühendus.

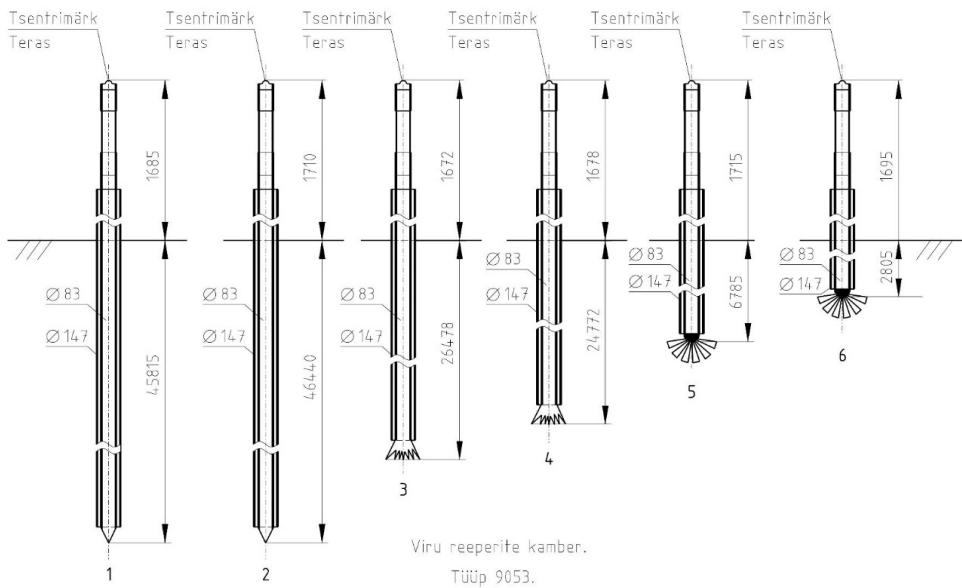
II, III ja IV täpsusklassi vajumisvaatluste korral võib lähtereeperitena kasutada pinnase- või seinareepereid; viimased peavad olema paigaldatud stabiliseerunud mitte-vajuvatesse hoonetesse. Sügav- ja pinnasereepereid peab olema vähemalt kolm ja seinareepereid vähemalt neli. Linnaosa või selle piirkonna monitoorimise lähteks on alati soovitatav kasutada vähemalt kolme või nelja sügavreeperit. Lähtereeperid

peaksid asetsema monitooritava ehitise või kompleksi ümbritseva hulknurga tippudes (vt joonis 19.5), kusjuures nende omavahelised kaugused ja kaugused monitooritavast objektist ei tohi ületada 1 km.



Joonis 19.5. Vajumisvaatluste nivelleerimiskäikude (punased jooned) võimalik süsteem hoonete kompleksi ümber. Mustade joontega on kujutatud teise järgu polügoonid. Kolmnurgad hoonete kontuuridel kujutavad vajumisreepereid ning A, B ja C on lähtereeperid.

Eesti esimese tõelise kõrghoone, Viru hotelli rajamisse suhtus projekteerimisinstituudi Eesti Projekt uurimisosakond täie tõsidusega, koostades vajumisvaatluste projekti ja rajades hotelli ümber kolm süvareeperit (neist põhiline asub reeperikambris (vt joonis 19.6), teine Estonia pst 1/3 sisehoovis ja kolmas Tammsaare pargis). Geodeet T. Limperki 2021. aastal tehtud kontrollnivelleerimise andmetel oli see süsteem adekvaatne.



AS PLANSERK 2008



Joonis 19.6. Viru hotelli vajumisreepriid (üleväl) ja reeperitekamber (all). Kuus süvareeperit oli paigaldatud eri sügavusele, et jälgida hotelli all olevate erinevate nõrkade maakihtide käitumist. Reeper nr 2 (ankur 48,15 m) ja reeper nr 1 (ankur 47,5 m sügavusel) asuvad tihedates kambriumi savides, põhireeper on nr 2. (Maa-ameti Geodeetiliste punktide andmebaas, foto A. Rüdja)

Lähtereeperite rajamisel tuleb arvestada, et neid ei tohi rajada suurtele puudele või raiesmikele lähemale kui 15 m. See nõue ei kehti, kui reeperi ankur on rohkem kui 12 m sügavusel. Pinnase- või seinareeperit ei tohi rajada nidusates pinnastes koh- tadesse, mis on üksikule puule ligemal kui selle kõrgus või puude grupile ligemal kui nende poolteist kõrgust. Analoogilised piirmäärad kehtivad ka kuni 30 aastat vanade raiesmike korral. Olenevalt pinnasetüübist saavutab pinnasereeper üldjuhul stabiilsuse (Buš jt, 1985)

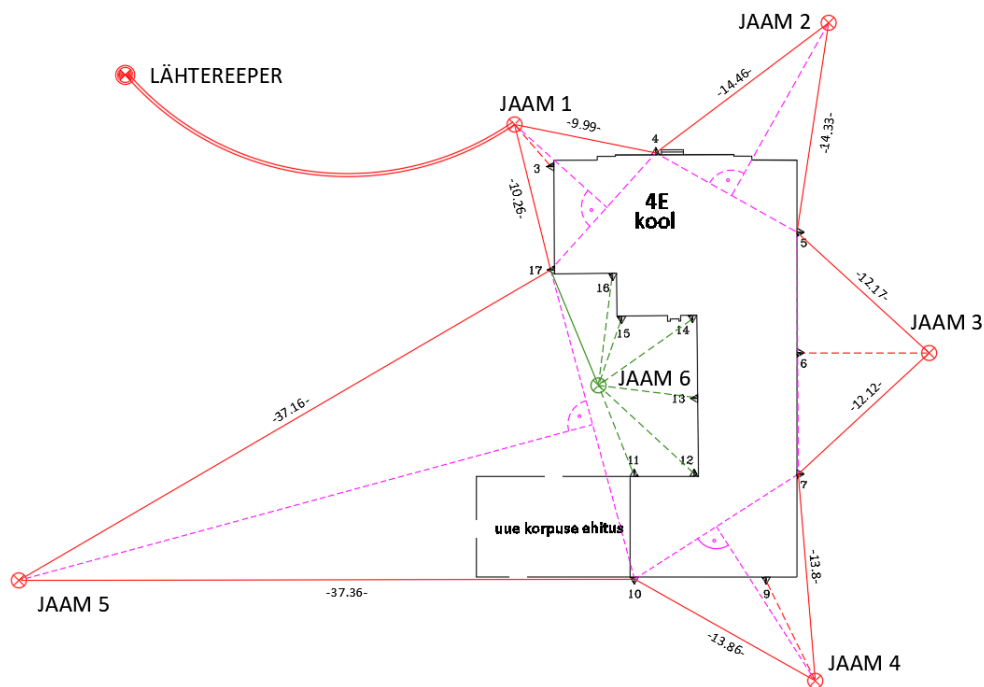
- liivapinnastes 5 päeva pärast paigaldamist;
- saviliivades 10 päeva pärast paigaldamist;
- liivsvides 15 päeva pärast paigaldamist;
- svides 20 päeva pärast paigaldamist.

Lähtereeperid tuleb omavahel enne vajumisvaatluste algust nõutava täpsusega nivelleerimiskäikudega siduda (meenuta geomeetrilise nivelleerimise soovituslikke nõudeid jaotises 19.1), nendevahelised kõrguskasvud tasandatakse eraldiseisva võrguna. Tuleb meeles pidada, et lähtereeperite kõrgusi ei tohi sidumise järel vajumisvaatluste perioodil enam muuta. Ka olukorras, kus vajumisvaatlused katkestatakse (nt vajumise stabiliseerumise tõttu) ja nendega mingil põhjusel hiljem uuesti alustatakse, tuleb kasutada lähtereeperite esialgseid kõrgusi. Piirkonna (nt linna või selle osa) kõrgussüsteemi kordusmõõdistamisel ja -tasandamisel peab vajumisvaatluste lähtereeperitele jääma kaks kõrgust – esialgsed vajumisvaatluste kõrgused ja piirkonna kõrgussüsteemi ajakohastamise käigus saadud kõrgused. Iga vajumisvaatluse ajal tuleb ka lähtereeperite süsteem üle nivelleerida ja hinnata selle püsivaim reeper, mis tüüpiliselt võetakse peamiseks lähtereeperiks (käsitletakse lähemalt jaotises 19.2.1). Lähtereeperite märkimisväärne ebapüsivus on ainus põhjus, mille alusel võib lubada nende kõrguste muutmist. Soovitav on veel, et vajumisvaatlusi teeb kogu vaatluste perioodil üks ja sama geodeet, või kui see peaks osutuma võimatuks (nt töötaja töölt lahkumise tõttu), siis vähemasti sama ettevõtte.

Vajumisreeperite nivelleerimisel (tulemuste vormistamise näidet esitab joonis 19.7) võib kasutada põhimõttelist skeemi (vt joonis 19.8). Mis puutub täpsushin- nangu arvutamisse, siis ühe seisu keskmise ruutvea saab leida järgmiselt:

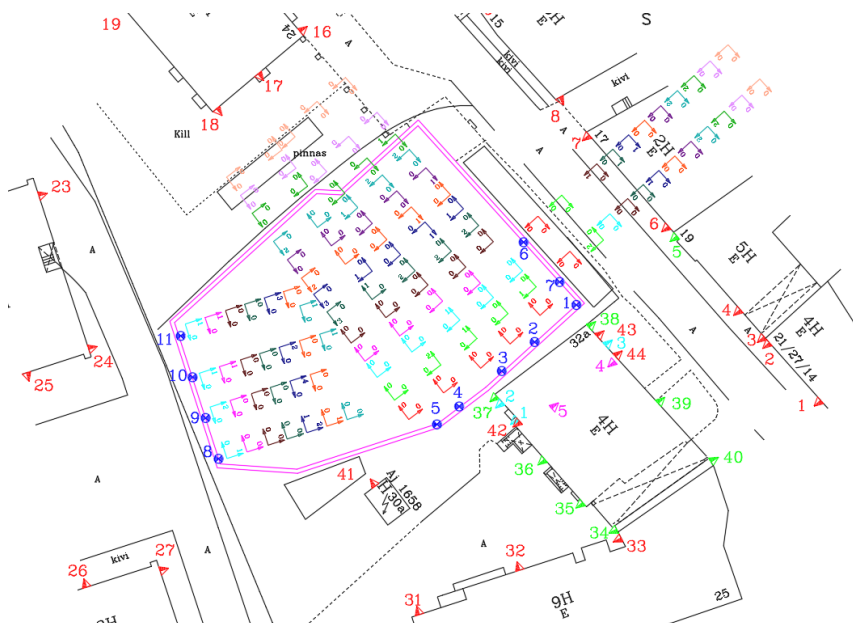
$$m = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{f_i^2}{n_i}}, \quad (19.1)$$

kus N on käikude arv, f ühe käigu sulgemisviga ja n seisude arv käigus. Tasanda- misjärgne maksimaalne viga esineb üldjuhul nivelleerimiskäigu keskel ja see aval- dub järgmiselt:



Joonis 19.8. Vajumisreeperite nivelleerimise skeem. Punase pidevjoonega on näidatud kin-nine nivelleerimiskäik ja kahekordne sidumiskäik lähtereeperist (mis võib paikneda kauge-mal ja mida peab olema vähemalt kolm). Punase katkendjoonega on näidatud nivelleerimise vahevaated (reeperid 3, 6 ja 9). Rohelisega on näidatud üksik rippuv jaam sisehoovis olevate reeperite mõõtmiseks. Lillaga on näidatud abijooned nivelleerimiskäigu planeerimiseks. Pai-gutades nivelliiri reeperite vahelise joone keskpunktist tõmmatud ristsirgele (nagu jaamad 1...6), on vaatekiirte pikkused käigu ülekandepunktidesse võrdsed. See on hea viis nivellee-rimiskäigu planeerimiseks. Vahevaadete puhul järgitakse vaatekiirte võrdsust vastavalt või-malustele.

Vajumisvaatluste dokumentatsiooni näited on toodud joonistel 19.9a ja 19.9b.

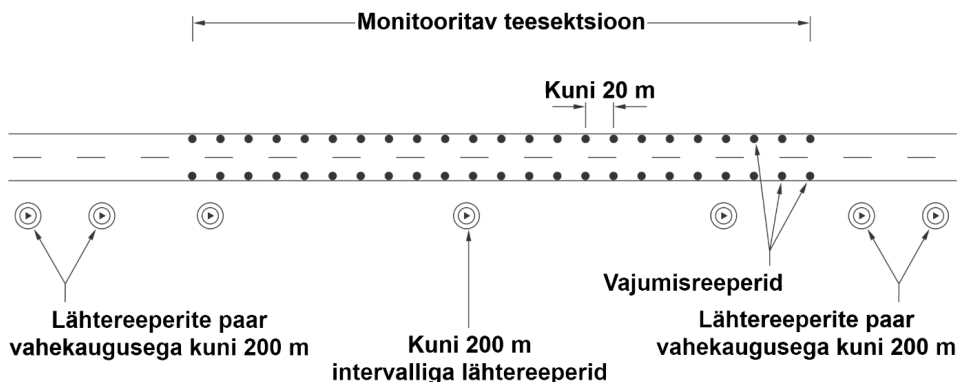


Joonis 19.9a. Fragment vajumisvaatluste ja deformatsioonide uuringu joonisest. Kolmnurkadega on tähistatud ehitusobjekti naaberhoonete vajumisvaatluste reeperid. Siniste ringidega on tähistatud kaevise sulundseina monitooringu punktid. Neile on värviliselt lisatud tasapinnaliste nihete vektorid. Allikas: Inseneribüroo REIB OÜ (Sander Saarik).

17.12.21			22.04.22			Aeg
50			51			Tsükli nr
Kõrgus	Vajum	Vajum	Kõrgus	Vajum	Vajum	Reeperi
m	49–50	1–50	m	50–51	1–51	nr
						3929
17.004	1	1	17.003	1	2	1
17.050	1	1	17.049	1	2	2
17.035	1	2	17.035	0	2	3
17.059	0	2	17.058	1	3	4
17.218	0	4	17.217	1	5	5
17.254	0	4	17.253	1	5	6
17.301	2	13	17.300	1	14	7
17.258	0	0	17.258	0	0	8
16.797	0	0	16.797	0	0	9
16.973	0	0	16.973	0	0	10
17.046	0	0	17.046	0	0	11
16.568	0	0	16.568	0	0	12
17.185	0	0	17.185	0	0	13
17.238	0	0	17.238	0	0	14
17.241	0	0	17.241	0	0	15

Joonis 19.9b. Fragment eelneva joonise juurde käivast vajumisreeperite andmetabelist. Fragmentil on esitatud objekti mõõtmiste 50. ja 51. vaatluskord. Veergudes „49–50“ ja „50–51“ on toodud vajumised eelneva mõõtmise suhtes ning veergudes „1–50“ ja „1–51“ esimese mõõtmise suhtes. Allikas: Inseneribüroo REIB OÜ (Sander Saarik).

Teeobjektide vajumisvaatlustel tuleks (lähtudes peamiselt standardist 67/08/108, Mainroads, 2020) uuritav ala jagada sektsioonideks pikkusega kuni 3,0 km. Sektsioonide otstesse tuleb stabiilsele pinnasele teealast väljapoole rajada lähtereeperite paarid (põhireeperid) maksimaalse vahekaugusega 200 m (vt joonis 19.10). Lisaks tuleb rajada täiendavad lähtereeperid (teise järgu reeperid) intervalliga kuni 200 m (ideaalis samuti stabiilsele pinnasele). Sektsiooni põhireeperite paarid ja teise järgu reeperid tuleb omavahel siduda kahekordse nivelleerimiskäiguga ning esmakordsel nivelleerimisel peab kogu süsteemi siduma ka riikliku kõrgussüsteemiga. Nivelleerimiskäigu sulgemisveaks lubatakse kuni $\pm 4\sqrt{L}$ mm, kus L on käigu pikkus kilomeetrites. Vajumisreeperid (nivelleerimiseks ette nähtud asfaldinaelad) peavad paiknema vähemalt iga 20 m järel; nende nivelleerimine toimub lähtereeperite käigust eraldi. Mõõdistustöö tuleb sooritada väljaspool maksimaalset liikluskõormust. Soovitav on kasutada digitaalnivelliiri, mille kompensatori nominaalne täpsus on vähemalt 0,5" ja 1 km kahekordse käigu nominaalne täpsus vähemalt $\pm 0,7$ mm. Vaatekiirte pikkus ei tohiks ületada 50 m (kuumadel suvepäevadel 40 m) ja kõrgused takistustest peaksid olema vähemalt 0,5 m. Õlgade ebavõrdsus seisus ja käigus võiks jääda vastavalt 1,0 m ja 2,0 m piiresse.



Joonis 19.10. Teeobjekti vajumisvaatluste reeperite paiknemise skeem.

19.2.1. Lähtereeperite püsivuse hindamine

Üldjuhul põhinevad kõik vajumisvaatluste lähtereeperite püsivuse analüüsi meetodid vaatlustüklite kõrguskasvude erinevustel ja peamiselt eristab meetodeid ainult see, kuidas valitakse lähtekõrgus. Võimalikud meetodid saab jagada kahte alusprintsiibist lähtuvasse gruppi:

- lähtereeperite süsteemi kõige püsivama reeperi muutumatu kõrguse printsiip;
- kõigi (või püsivaima grupi) lähtereeperite muutumatu keskmise kõrguse printsiip.

Enamasti eelistatakse esimest gruppi, mille hulgas on kõige iseloomulikum Costacheli meetod (Ganšin jt, 1991; Bryn jt, 2017), mis põhjendab lähtereeperite vaheliste kõrguskasvude kõikumisi nivelleerimise vigade ja lähtereeperite vajumisega.

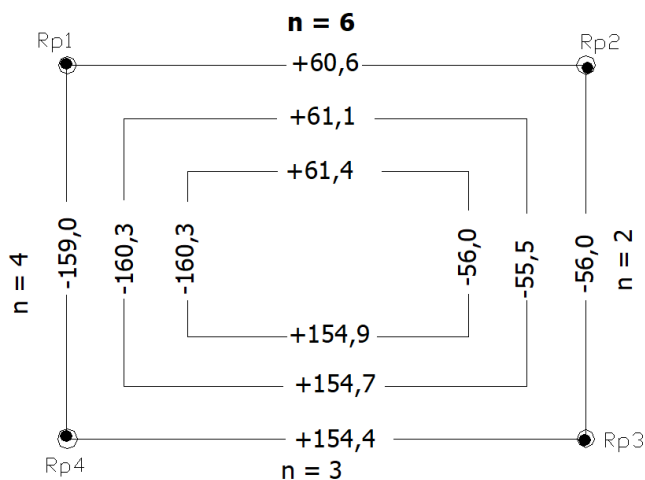
Lähtereeperite püsivuse hindamiseks Costacheli meetodiga käsitletakse tasan-
datud kõrguskasvudid ringpolügoonis (vt joonis 19.11). Kuna esimese vaatlustsükli ajal ei ole lähtereeperite püsivus üldjuhul probleem, võib aprioorselt lugeda esimese vaatlustsükli püsivaimaks lähtereeperiks RP_1 ning arvutada kõik kõrgused selle suhtes. Pärast teist vaatlustsükli tuleb lähtereeperite püsivust aga juba analüüsida, mil-
leks leitakse kõrguskasvude erinevused esimese vaatlustsükli kõrguskasvudest. Võt-
tes esiti aluseks lähtereeperi RP_1 , on arvutused järgmised:

$$\varepsilon_{12}^{II} = h_{12}^{II} - h_{12}^I = 61,1 - 60,6 = 0,5 \text{ mm};$$

$$\varepsilon_{13}^{II} = h_{13}^{II} - h_{13}^I = (h_{12}^{II} + h_{23}^{II}) - (h_{12}^I + h_{23}^I) = (61,1 - 55,5) - (60,6 - 56,0) = 1,0 \text{ mm};$$

$$\varepsilon_{14}^{II} = -\varepsilon_{41}^{II} = -h_{41}^{II} + h_{41}^I = 160,3 - 159,0 = 1,3 \text{ mm},$$

kus ülaindeks tähistab vaatlustsükli ja allindeks lähtereeperite paari. Seejärel tehakse sarnased arvutused ka ülejäänud lähtereeperitest lähtudes ja tulemused kan-
takse tabelisse 19.4. Arvutuste järgi on teise vaatlustsükli püsivaimaks lähtereeperiks RP_2 (st $\sum \varepsilon^2$ väärtus on vähim), mistõttu tuleks kõik teise vaatlustsükli kõrgused arvutada lähtereeperi RP_2 kõrguse suhtes. Kui pärast kolmandat vaatlustsükli ana-
lüüsida tulemusi esimese vaatlustsükli suhtes, saab $\sum \varepsilon^2$ väärtusteks: $RP_1 = 2,97 \text{ mm}^2$, $RP_2 = 0,89 \text{ mm}^2$, $RP_3 = 0,89 \text{ mm}^2$ ja $RP_4 = 2,19 \text{ mm}^2$. Nende tulemuste põhjal võib hinnata, et püsivaimaks reeperiks on RP_3 , mistõttu võiks kõik kolmanda vaat-
lustsükli kõrgused arvutada lähtereeperi RP_3 kõrguse suhtes.



Joonis 19.11. Lähtereeperite vaheliste tasandatud kõrguskasvude skeem, kus n tähistab seisude arvu nivelleerimiskäigus. Kokku on kujutatud kolme vaatlustsükli tulemused.

Tabel 19.4. Lähtereeperite vaheliste kõrguskasvude erinevuste analüüs esimese ja teise vaatlustsükli võrdluses.

Lähtereeper	Lähtereeperite paar			$\sum \varepsilon^2$	Märkused
RP_1	12	13	14		
ε	0,5 mm	1,0 mm	1,3 mm		
ε^2	0,25 mm ²	1,00 mm ²	1,69 mm ²	2,94 mm ²	Maksimum
RP_2	23	24	21		
ε	0,5 mm	0,8 mm	-0,5 mm		
ε^2	0,25 mm ²	0,64 mm ²	0,25 mm ²	1,14 mm ²	Miimum
RP_3	34	31	32		
ε	0,3 mm	-1,0 mm	-0,5 mm		
ε^2	0,09 mm ²	1,00 mm ²	0,25 mm ²	1,34 mm ²	
RP_4	41	42	43		
ε	-1,3 mm	-0,8 mm	-0,3 mm		
ε^2	1,69 mm ²	0,64 mm ²	0,09 mm ²	2,42 mm ²	

Lähtereeperite püsikindluse edasiseks iseloomustamiseks tuleb esmalt määrata maksimaalse lubatud vea väärtus:

$$\Delta_{max} = f\sqrt{2n}, \quad (19.3)$$

kus f on ühe seisu lubatud sulgemisviga ja n seisude arv nivelleerimiskäigus. Eel-
dades näiteks, et vajumisvaatlused toimusid II täpsusklassi järgi, võiks jaotise 19.1
põhjal lubada ühe seisu sulgemisveaks 0,5 mm, see võetakse järgneva analüüsi alu-
seks. Seejärel lahendatakse võrratus $\Delta_{max} > |\Delta|$, kus Δ on lähtereeperi kõrguse muu-
tus kahe vaatlustsükli vahel. Kui võrratus kehtib, võib lähtereeperi lugeda püsivaks,
vastasel juhul viitab analüüs lähtereeperi ebakindlusele. Selle näite puhul tuleks teise
vaatlustsükli kõrgused arvutada lähtereeperi RP_2 kõrguse suhtes ja seega oleksid
teiste lähtereeperite kõrguste muutused: $\Delta_1 = -0,5$ mm, $\Delta_3 = 0,5$ mm ja $\Delta_4 = 0,8$ mm.
Tabelist 19.5 nähtub, et teise vaatlustsükli olid kõik lähtereeperid püsivad. Kui
analüüs viitab mõne lähtereeperi ebakindlusele, võib osutada vajalikuks see edaspidi
nivelleerimiskäigust elimineerida.

Tabel 19.5. Teise vaatlustsükli järgne lähtereeperite püsikindluse analüüs.

Lähtereeper	Vähim seisude arv naaberreepe- rini	Δ [mm]	Δ_{max} [mm]	Märkused
RP_1	4	-0,5	1,4	Püsiv
RP_3	2	0,5	1,0	Püsiv
RP_4	3	0,8	1,2	Püsiv

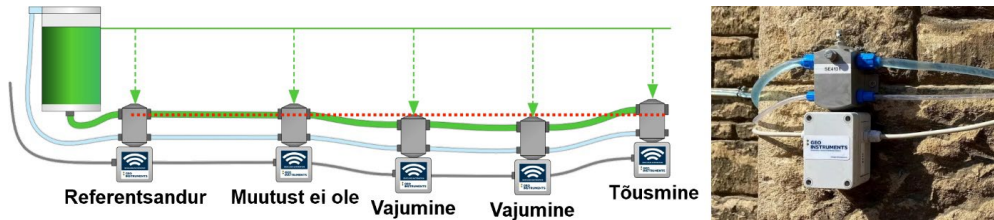
19.2.2. Alternatiivsed meetodid vajumite määramiseks

Peale geomeetrilise ja trigonomeetrilise nivelleerimise võib vajumisvaatlusi soori-
tada ka hüdrostaatilise nivelleerimisega, mida reeglina kasutatakse kui

- tegemist on kohtadega, mida on optilise instrumendiga raske mõõta (nt pimedad pal-
jude käänakutega käigud);
- on vaja pidevalt jälgida vajumise dünaamikat;
- tegemist on kohtadega, kus inimeste viibimine on tööohutuse seisukohalt lubamatu.

Võrreldes geomeetrilise ja trigonomeetrilise nivelleerimisega, on **hüdrostaatilise
nivelleerimise** süsteemi (näidet esitab joonis 19.12) paigaldamise järel vajumite
määramine automatiseeritud ega nõua kvalifitseeritud spetsialisti osavõttu. Samuti
võimaldavad hüdrostaatilise nivelleerimise süsteemid suurt, tüüpiliselt millimeetrist

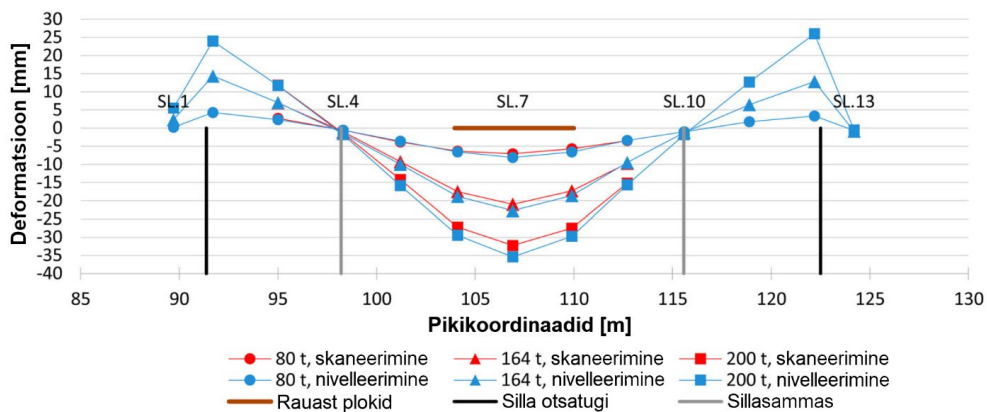
paremat täpsust, mistõttu saab nendega sooritada I täpsusklassile vastavaid vajumisvaatlusi. Näiteks Brait (1965) annab täpsushinnangu kuni 0,04 mm. Võimalikeks veaallikateks on temperatuuri ja atmosfäärirõhu erinevused, geomeetrised muutused süsteemi osades ning vedeliku aurumine süsteemist. Eeltoodud veaallikate mõju kasvab süsteemi suuruse kasvades. Hüdrostaatilise nivelleerimise peamiseks puuduseks on, et dünaamiliste koormiste piirkonnas ei saa seda täpselt teostada.



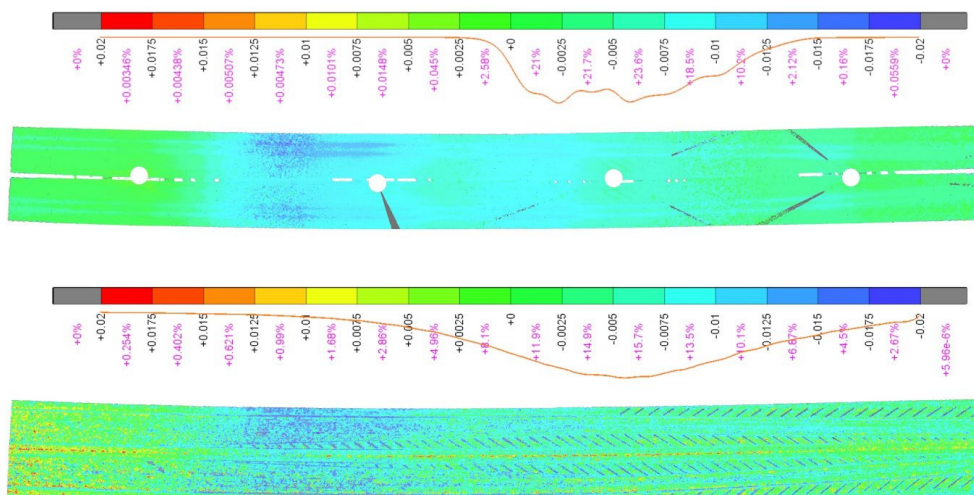
Joonis 19.12. Hüdrostaatilise nivelleerimise süsteemi näide⁵⁰. Kõrguserinevus reservuaari ja andurite (paremal) vahel tekitab hüdrostaatilise rõhu. Kui anduritevahelised kõrgused muutuvad, siis muutub ka rõhk, mis raporteeritakse teisendatuna kõrgusmuutusteks. Referentsandur tuleb paigaldada näiteks stabiliseerunud mittevajuva hoone külge.

Kuigi nivelleerimismeetodid (geomeetiline, trigonomeetiline ja hüdrostaatiline) võimaldavad suurt täpsust, annavad need infot ainult enne deformatsioonide uurimist valitud vaatluspunktide kohta, aga suured ning ohtlikud vajumid võivad esineda ka valitud punktide vahel. Vajumitest ülevaatlikuma pildi saamiseks on hea alternatiiv **staatiline laserskaneerimine**, mis võimaldab saavutada mõne millimeetri täpsust (joonis 19.13), kusjuures punktilve abil saab iseloomustada tervet uurimisalust objekti (vt joonise 19.14 ülemist jagu). Mõningase täpsuse kaoga saab ülevaatliku pildi loomiseks rakendada ka droonipõhist **fotogramm-meetriat**, kusjuures võrreldes staatilise laserskaneerimisega on varjestatus väiksem probleem (märka joonise 19.14 ülemises jaos halle alasid, mis on mõõdistusel liiklusmärkide poolt varjatuks jäänud). Lisaks ei nõua droonimõõdistus operaatori vahetut viibimist mõõdistusobjektidel, mis suurendab mõõdistustöö ohutust. Kuigi droonipõhise fotogramm-meetria täpsus on staatilisest laserskaneerimisest väiksem, on fotogramm-meetriliste meetodite rangel rakendamisel (vt peatükk 22) saavutatav siiski sentimeetrist parem täpsus (joonis 19.15). Varbla jt (2021a) demonstreerisid, et vajumeid on võimalik määrata kuni 3 mm täpsusega (keskmine ruutviga). Seega vastavad nii staatiline laserskaneerimine kui ka droonimõõdistus IV täpsusklassi vajumisvaatluste nõuetele ja äärmisel juhul ka III täpsusklassi nõuetele.

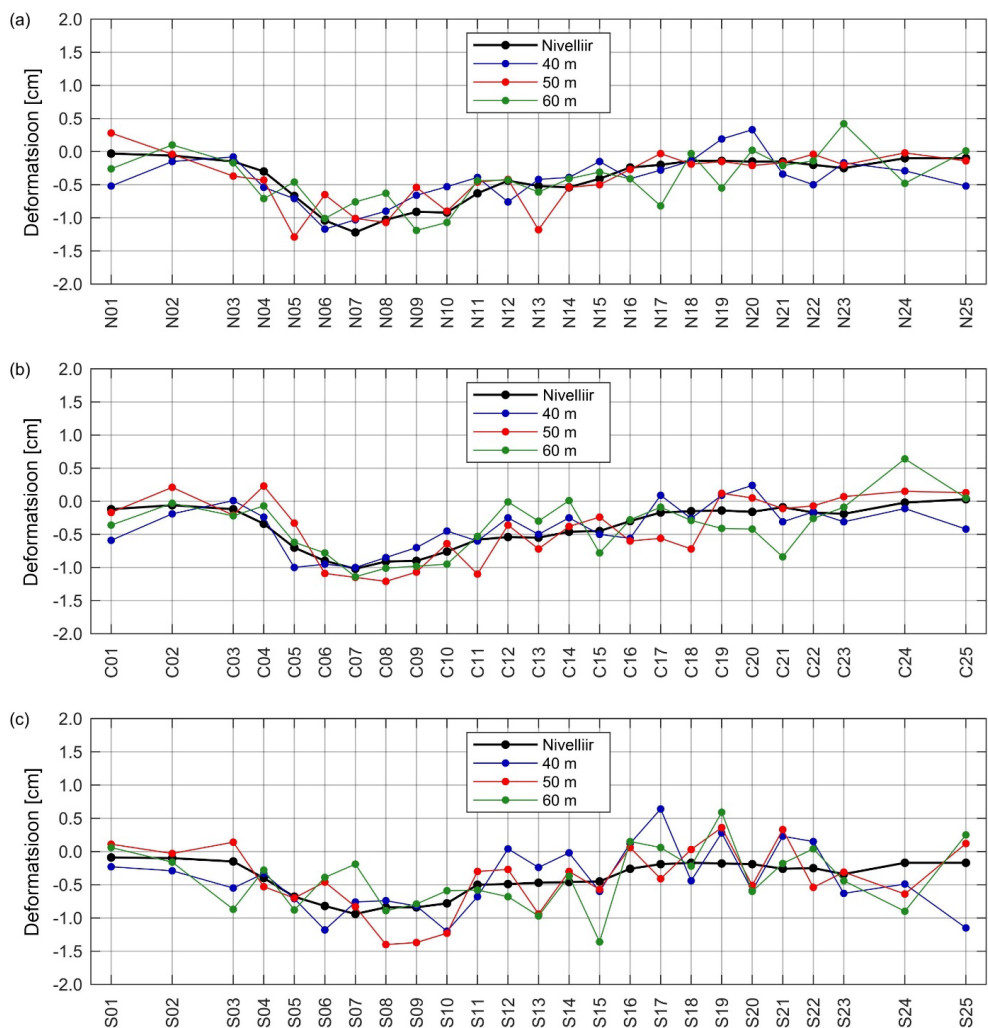
⁵⁰ Allikas: <https://www.geo-instruments.com/technology/hydrostatic-level-cells/> (viimati külastatud 27.06.2024).



Joonis 19.13. Staatilise laserskaneerimisega tuvastatud silla vajumid koormuskatsetusel võrdluses geomeetrilise nivelleerimisega (modif., Lõhmus jt, 2018).

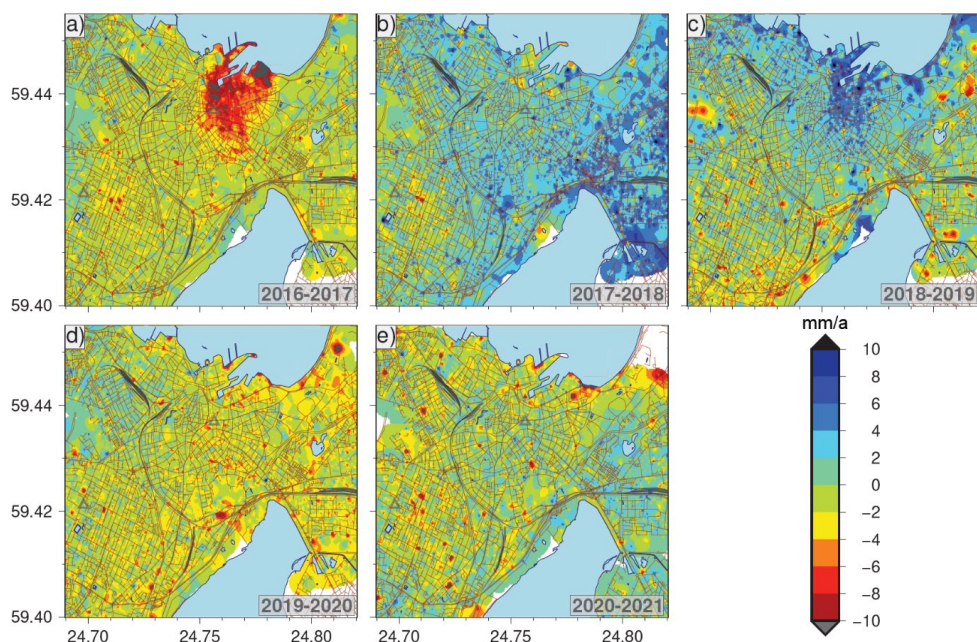


Joonis 19.14. Staatilise laserskaneerimise (üleväl) ja droonipõhise fotogramm-meetriaga (all) määratud sentimeetri suurusjärku teelõigu vajumid (modif. Varbla jt, 2021a).



Joonis 19.15. Droonipõhise fotogramm-meetriaga (lennukõrgustel 40 m, 50 m ja 60 m) määratud teelõigu vajumid (võrdluses geomeetrilise nivelleerimisega, horisontaalteljel on reeperite asukohad (modif., Varbla jt, 2021a).

Pikaajaliste vertikaalsete deformatsioonide trendide jälgimiseks suurtel maa-aladel on sobiv rakendada **satelliitkaugseire interferomeetrilise tehisaravardari meetodit**. See meetod võimaldab pikaajalistele (aasta või enam) trendidele saavutada kuni umbes millimeetri täpsust, mistõttu on selle üks võimalikke rakendusi kõrgusvõrkude stabiilsuse seiramine. Näidet Tallinna kesklinna vertikaaldeformatsioonidest kujutab joonis 19.16. Võib märgata, et vajumid vahelduvad maapinna tõusuga, kus üheks varieeruvust esile kutsuvaks teguriks on põhjavee taseme muutused.



Joonis 19.16. Interferomeetrilise tehisavaradari meetodil määratud Tallinna kesklinna vertikaaldeformatsioonid aastate kaupa (modif., Oja ja Gruno, 2023).

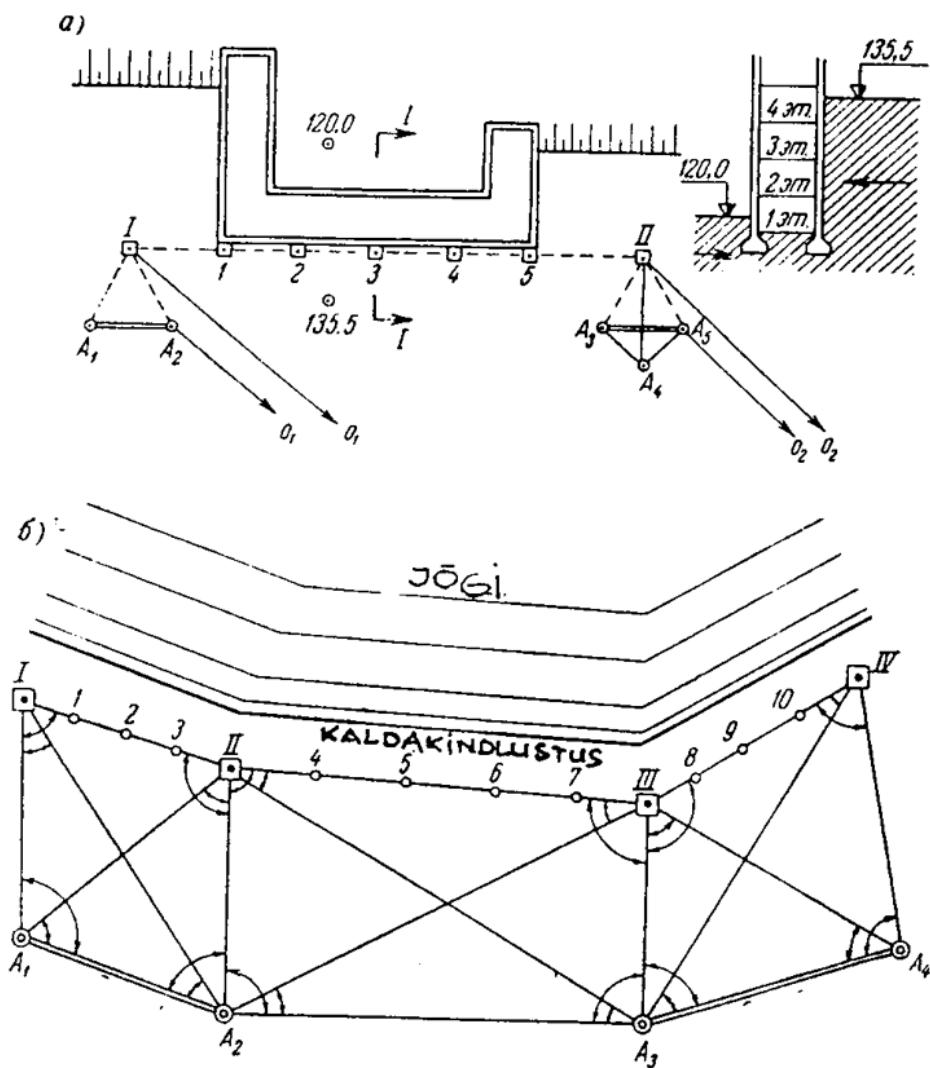
Tehisavaradari kasutamisel saab täpsemad andmed seal, kus vaatlus ei osutu kõrgehitiste kohale, kus võib mängu tulla ehitise vertikaalgabariidi muutus temperatuurimuutuse mõjul.

19.3. Nihete ja lihete vaatlused

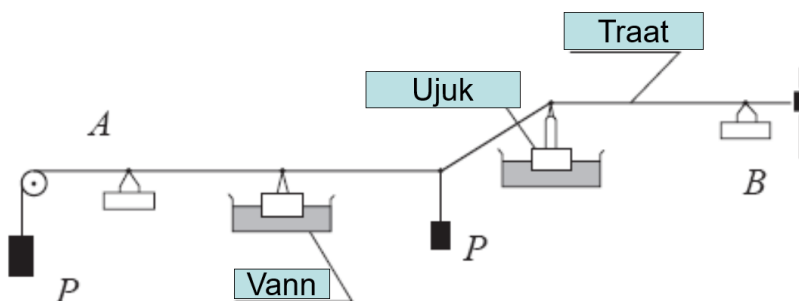
Enne nihete ja lihete mõõdistusi tuleb kindlustada lähtepunktid (stabiilsele pinnale kindlalt paigaldatuna), uuritava ehitise deformatsioonimärgid ja vajaduse korral orientiirmärgid. Lähtepunkte (üldjuhul vähemalt neli), deformatsioonimärke ja orientiirmärke võiks olla rohkem, kui on otseselt vajalik, eriti pikaajalistel vaatlustel (nt paisude puhul), mille käigus võib osa geodeetilistest märkidest hävida. Näiteks näeb standard EM 1110-2-1009 paisu vaatlusteks ette vähemalt neli lähtereeperit (vajumisvaatlusteks) ja kuus plaanilist lähtepunkti (nihete ja lihete vaatlusteks). Klassikaliste mõõdistusmeetoditena on nihete ja lihete vaatlusteks kasutatud

- liitsihivaatlusi (st joondamist), millega on võimalik täita I täpsusklassi nõudeid;
- laterangulatsiooni (ka triangulatsiooni või trilateratsiooni, aga need võimaldavad mõnevõrra väiksemat täpsust – vt jaotiseid 2.1.3 ja 2.1.4), millega on võimalik täita I täpsusklassi nõudeid;
- polügonomeetriat, millega on võimalik täita III täpsusklassi nõudeid.

Väikestel kaugustel on liitsihivaatlused ühesuunaliste sihiga risti olevate nihete määramiseks kõige täpsem ja lihtsam meetod, mida on mugav kasutada sirgjoonelistel rajatistel (nt tammid, paisud ja tugiseinad) seiramiseks. Mõõdistustööks on vaja esmalt rajada püsivad baasjooned, mille suhtes nihkeid määrata (joonisel 19.17 tähistavad baasjooni rooma numbrid). Baasjoonte püsivust tuleb igas vaatlustsüklis kontrollida näiteks laterangulatsiooni meetodil (tugevate refraktsiooniilmingute korral on trilateratsioon soovitatavam, kuna seda refraktsioon ei mõjuta). Vaatlusteks võiks kasutada kuni 100 m kaugusel liikumatut visiirsihtskaalat (sisuliselt vaatlussihiga risti olevat joonlauda), suurematel kaugustel aga mikromeeterkruviga liigutatavat visiirsihti. Instrumendi (nt teodoliit) pikksilma suurendus peab olema vähemalt 30-kordne (suurematel kaugustel rohkem). Kasutada saab ka viseerimispiikksilma (aliniomeetrit), millega saavutatav lugemistäpsus on kuni 0,05 mm. Olenemata kasutatavatest vahenditest tuleb mõõdistusi teha baasjoone kummastki otsast vähemalt viie täisvõttega. Tuuleta aladel (nt paisude poternid) võib kasutada ka mööda baasjoont pingutatud traati (joonis 19.18), kusjuures Rüeger (2006) väidab, et traadi abil on 825 m pikkusel baasjoonel nihete määramisel saavutatud kuni 0,1 mm täpsus, ujukoed (vajalikud, et traadi läbipaine ei muutuks liiga suureks) asetsevad umbes iga 60 m järel ja traati pingutati jõuga 2000 N.



Joonis 19.17. Tugimüürina toimiva hoone (a) ja kaldakindlustuse (b) liitsihivaatluste skeemid (Brait, 1965). Rooma numbritega on tähistatud liitsihivaatluste baasjooned ning punktid A_i on täiendavad lähtepunktid, mis kõik on omavahel seotud laterangulatsioonisüsteemi. Skeemil a tähistavad punktid O_i orientiirmärke ja mõlemal skeemil on araabia numbritega kujutatud deformatsioonmärkide paiknemist.



Joonis 19.18. Traatjoondamise skeem. A ja B tähistavad deformatsioonimärke, mille horisontaalliikumisi vaadeldakse traadi suhtes, ja P on kaaluvihid traadi pingutamiseks. Selline süsteem on äärmiselt tundlik õhuvoolude suhtes.

Liitsihivaatlusi saab teha ka parallaktiliste nurkade meetodil elektrontahhümeetriga. Instrumentaalse ja vahetu nurgamõõtmise vea koosmõju saab hinnata valemiga

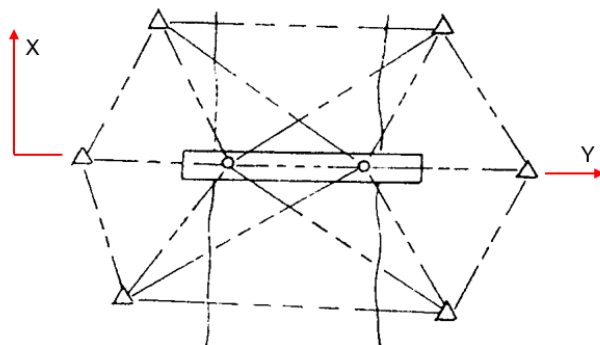
$$\sigma_{nihe} = \sqrt{\left(\frac{s \cdot \sigma_{inst}^{\delta}}{\rho''}\right)^2 + \left(\frac{\delta \cdot \sigma_{inst}^s}{\rho''}\right)^2 + \left(\frac{20s}{V \cdot \rho''}\right)^2}, \quad (19.4)$$

kus s tähistab vaadeldava deformatsioonimärgi kaugust instrumendist, δ on määratud parallaktilise nurga suurus, ρ tähistab radiaani väärtust. σ_{inst}^{δ} ja σ_{inst}^s on vastavalt nurga- ja joonemõõtmise instrumentaalsed vead, mis leitakse valemitega 2.3 ja 2.1. Parameeter V on instrumendi pikksilma suurendus. Valemist 19.4 nähtub, et liitsihivaatlused elektrontahhümeetriga sõltuvad suuresti valitud instrumendist (st instrumendi nominaalne täpsusest ja pikksilma suurendusest) ning täisvõtete arvust (vt valemid 2.1 ja 2.3). Instrumendi valikul ja vajalike täisvõtete arvu määramisel peab seega lähtuma ettenähtud täpsusklassist (vt tabel 19.2), kus abiks on esialgne täpsushinnang valemiga 19.4.

Peale eeltoodu peab arvestama veel instrumendi tsentreerimise ja välioludest tingitud vigadega (käib mistahes tüüpi instrumentaalse liitsihivaatluse kohta). Kui baasjooned on kindlustatud sundtsentreerimise riulitega, siis kaob tsentreerimise vea mõju. Küll aga tuleb vaatlustel arvestada külgrefraktsiooni mõjuga, mis võib 300 m kaugusel olla kuni 14 mm (Rüeger, 2006). Refraktsioonivigade minimeerimiseks on soovitatav mõõdistada pilves ilmaga või sooritada mõõtmised kahes etapis. Esimene jagu mõõdistusi peaksid toimuma tund kuni neli tundi pärast päikesetõusu ja teine jagu neli tundi kuni tund enne loojangut. Mõõdukalt tugeva tuule puhul võib mõõtmisaja lõppu hommikul edasi lükata ja õhtul tunni võrra ettepoole tuua. Kui baasjoon I–II joonisel 19.17a jääb uuritavast ehitisest põhja poole, võib baasjoone

rajada ehitisele maksimaalselt ligidale, mis vähendab valemi 19.4 teist liiget. Baasjoone teistsuguse orientatsiooni korral seda teha ei tohiks, kuna nii võib tekkida tugeva refraktsiooni oht (st baasjoon peaks olema ehitisest vähemalt 2–3 m eemal).

Peale selle, et laterangulatsiooni (aga ka triangulatsiooni või trilateratsiooni) saab kasutada liitsihivaatluste baasjoonte püsivuse kontrolliks, sobib see meetod ka nihete ja lihete endi täpseks uurimiseks. Selleks tuleb stabiilsele pinnale rajada lähtepunktide võrk (kolmnurgad joonisel 19.19) ja uuritavale ehitisele paigaldada deformatsioonimärgid (ringid joonisel 19.19), mis mõõdistatakse ühtses laterangulatsioonisüsteemis. Süsteemi joonepikkused võiksid ideaalis jääda vahemikku 100–300 m, nirkade mõõtmise lubatud äärmisi vigu esitab tabel 19.6. Deformatsioonimärgid peaksid olema seotud vähemalt kolme joonega (joonise 19.19 näites on siduvaid jooni viis). Järgnevates vaatlustsüklites tuvastatud muutused laterangulatsioonisüsteemi deformatsioonimärkide koordinaatides viitavadki vaatlustsüklite vahel toimunud nihetele või lihetele.



Joonis 19.19. Paisu nihete (eeldatavalt allavoolu X-telje suunas) vaatluse laterangulatsioonisüsteem. Kolmnurgad tähistavad lähtepunkte ja ringid deformatsioonimärke.

Tabel 19.6. Laterangulatsiooni nurgamõõtmise nõutav täpsus sõltuvalt joonepikkusest.

Täpsusklass	50 m	100 m	150 m	200 m	500 m	1000 m
I	8"	4"	2"	2"	1"	—
II	20"	10"	7"	5"	2"	1"
III	40"	20"	14"	10"	4"	2"
IV	60"	30"	20"	15"	6"	3"

19.3.1. Alternatiivsed meetodid nihete ja lihete määramiseks

Sarnaselt vajumisvaatlustega (jaotis 19.2.2) sobivad staatiline laserskaneerimine ja droonipõhine fotogramm-meetria ka nihete ja eriti just lihete seiramiseks, kus mõlemad meetodid võimaldavad deformatsioonide kulgemisest saada tervikliku ülevaate. Arvestades maalihete võimalikku suurt magnituudi ja ohtlikust (nt 2022. aastal toimunud maalihe Audrus, vt joonis 19.20), on droonimõõdistus igati hea seiremeetod,

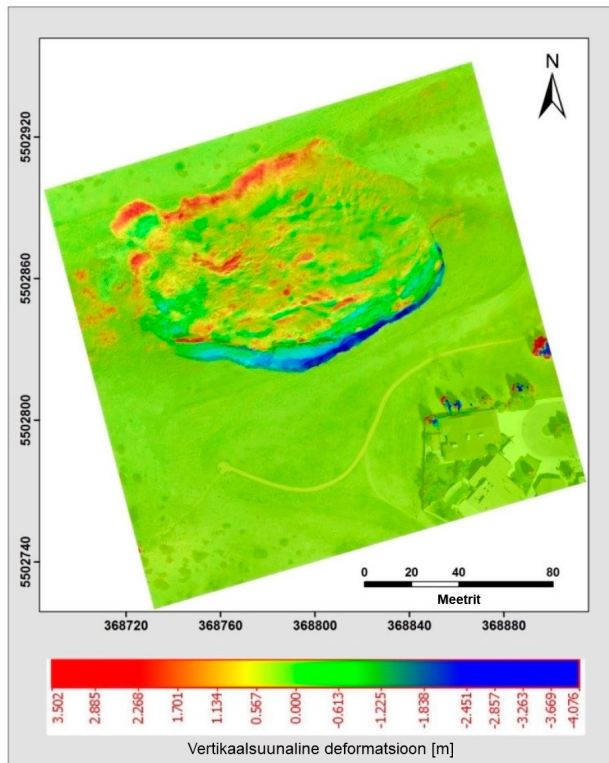


Joonis 19.20. Maalihe Audrus 2022. aasta veebruaris. Foto: M. Kohv⁵¹.

kuna võimaldab mõõdistusi teha ohutust kaugusest. Näidet droonipõhise fotogramm-meetriaga tuvastatud maalihke arengust kujutab joonis 19.21. Ehitustegevuse kontekstis tagab droonimõõdistus piisava täpsuse, et monitoorida ka näiteks kaevikute ja sulundseinte püsivust. Droonimõõdistuse kõrval on maalihete seire seisukohast oluline veel interferomeetrilise tehisavaradari meetod. Näiteks Norras, kus maalihked on oluline probleem, on loodud operatiivne infosüsteem⁵², kust saab jälgida pinnase deformatsioone. Selline lahendus lubab pinnase ohtliku liikumise tuvastamisel aegsasti vastavaid meetmeid rakendada, nagu näiteks elanike teavitamine ja vajaduse korral evakueerimine ohtlikust piirkonnast.

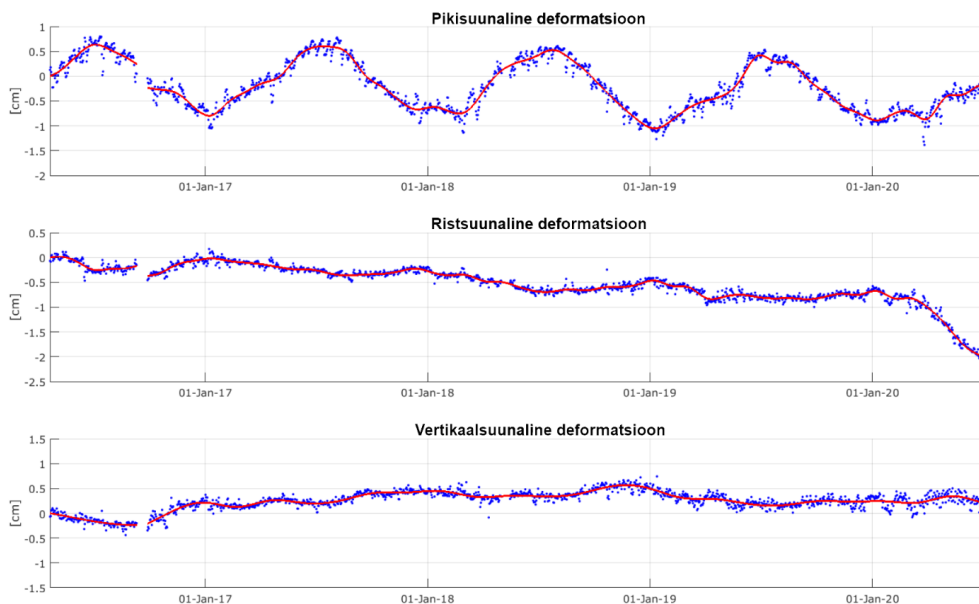
⁵¹ Allikas: <https://eestigeoloog.ee/kategooriad/loodusgeoloogia/audru-tamme-maalihe> (viimati külastatud 29.06.2024).

⁵² Allikas: <https://insar.ngu.no/> (viimati külastatud 29.06.2024).



Joonis 19.21. Maalihke areng kahe vaatlustsükli vahel (modif., Al-Rawabdeh jt, 2017). Punased toonid kujutavad pinnase kuhjumist ja sinised pinnase ära kandumist. Võib märgata, et maalihe on toimunud ehitistele (all paremas nurgas) ohtlikult lähedal, mistõttu tuleb sellist maalihet pidevalt seirata.

Nihete, aga ka vajumite, pidevaks seiramiseks (andmeid saab kuvada operatiivselt) võib kasutada GNSS-seadmeid, kus GNSS-antennid monteeritakse uuritava ehitise külge. Kuigi üksiku GNSS mõõtmistulemuse täpsus jääb tüüpiliselt mõne sentimeetri suurusjärku, saab deformatsioonide trende tuvastada kuni millimeetri täpsusega, mistõttu on GNSS-meetodiga võimalik täita II (äärmisel juhul ka I) täpsusklassi nõudeid (vt tabel 19.2). Saavutatav täpsus sõltub suuresti sellest, kas GNSS-monitooringu lahendid leitakse tunni, päeva või pikema perioodi kohta. Täpsust saab suurendada ka GNSS andmete järeltötlusega. Suurt täpsust võimaldavate geodeetiliste seadmete kõrval on Caldera jt (2022) demonstreerinud, et ka võrdlemisi hiljuti (2010. aastate teisel poolel) turule tulnud madala hinnaklassi GNSS-sensoritega on võimalik tuvastada deformatsioonide trende mõne millimeetri täpsusega. Näidet kahe GNSS antenni vahelistest silla suhtelistest deformatsioonidest kujutab joonis 19.22. Märgata võib silla konstruktsiooni hooajalist pikenemist suvekuudel ja



Joonis 19.22. Silla konstruktsiooni suhtelised deformatsioonid kahe GNSS antenni (kahest sektsioonist koosneva sillateki kummaski otsas) vahel päevaste lahendite põhjal (modif., Caldera jt, 2022).

kokku tõmbumist talvisel ajal. Vesiehitiste monitoorimise seisukohast võivad GNSS-meetodi probleemiks osutuda veepinnad, mis peegeldavad GNSS signaale, põhjustades signaali mitmeteelisust; sellisel juhul tuleks andmetöötlustest välja jätta alla teatud langemisnurka (tüüpiliselt $+10^\circ$ kuni $+15^\circ$ antenni horisontaalpinna suhtes) antenni jõudvad signaalid.

Sarnaselt GNSS-meetodiga saab nii horisontaal- kui ka vertikaalsuunalisi deformatsioone pidevalt jälgida automatiseeritud robottahhümeetritega. Näiteks Kopenhaageni metroo rajamisel kasutati deformatsioonide vaatlemiseks enam kui 100 robottahhümeetrit (paigaldatuna nt ehitiste külge, vt joonis 19.23), mis programmeeriti monitooritava piirkonna ehitiste külge monteeritud prismadele (umbes 4500 tükki) pidevalt (üldjuhul iga 2 tunni tagant, aga teatud tööde ajal ka kuni iga 90 s tagant) mõõdistusi tegema (Chmelina jt, 2016). See meetod on küll üsna kulukas, kuid see-eest võimaldab võrdlemisi suurt täpsust.



Joonis 19.23. Kopenhaageni metroo rajamise ajaks hoone fassaadile monteeritud automatiseeritud robottahhümeeter deformatsioonide vaatluseks (Chmelina jt, 2016).

19.4. Kallete ja kreenide vaatlused

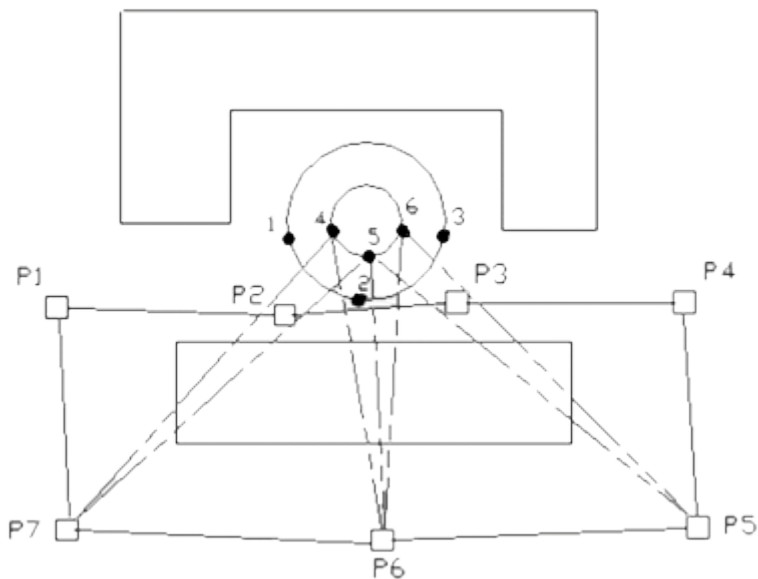
Kallete määramine toimub vajumisvaatluste põhimõtetel (jaotis 19.2), kus naaber-vajumisreeperite erinevuse suhe nendevahelisse kaugusse annab uuritava objekti kalde. Tüüpiliselt lähtutakse kallete määramisel I või II täpsusklassi nõuetest. Küll aga lubab GOCT 24846-2019 näiteks masinate ja agregaatide vundamentide kalde määramisel mõõdistusviga $0,00001H$ mm, kus H on vundamendi vertikaalne gabaariit millimeetrites (st meetri kohta on lubatud viga 0,01 mm). Säärane nõue on äärmiselt range, mistõttu peaks kaaluma täpsete hüdrostaatilise nivelleerimise süsteemide kasutamist. Alternatiiviks on sellist täpsust nõudvate kallete vaatlustel ka inklinomeetrid, mis tuvastavad kaldeid horisontaalasendi suhtes, aga lubavad sarnaselt hüdrostaatilise nivelleerimisega monitoorida ka nende kallete muutust ajas.

Standard GOCT 24846-2019 sätestab veel lubatud mõõdistusliku vea $0,0001H$ mm tsiviilehitiste ning $0,0005H$ mm tööstushoonete ja -rajatiste (nt korstnad, kõrgahjud ja mastid) kreenide vaatlustele, kus H on ehitise kõrgus millimeetrites. Üldjoontes käib kreenide määramine üsna sarnaselt karkasshoone postide vertikaalsuse mõõdistamisega (jaotis 8.1). Näiteks saab lihtsasti kasutada klassikalist projitseerimismeetodit. Instrument peaks mõõdistatavast konstruktsioonist asetsema

selle pikendusel konstruktsiooni poolelise- kuni kahekordse kõrguse kaugusel. Samuti on igati sobiv rakendada nihkemeetodit, kus kreen saadakse konstruktsiooni alumise ja ülemise lõike koordinaatide erinevuste suhtena konstruktsiooni kõrgusse.

Kui uuritav ehitis on ümara ristlõikega (nt korsten), võib läheneda sarnaselt ümarposti tsentri asukoha määramisega (vt joonis 8.8), kus hiljem võrreldakse ehitise alumise ja ülemise lõike tsentrite koordinaate. Korstnate puhul ei tohiks ülemist lõiget valida väga tipu ligidale, sest korstna tahmunud pind võib põhjustada kauguse olulisi mõõdistusvigu. Mõõdistustäpsuse suurendamiseks võiksid ehitisele olla paigaldatud reflektorkleebised. Mõõdistada tuleb kahelt ristuvalt suunalt, vähemalt ehitise kahekordse kõrguse kauguselt; kõrgete ehitiste korral võib kauguse vähendada 1,75-kordseks, aga mitte alla selle. Mõlemalt suunalt mõõdistades peavad lõigete kõrgused ühtima. Eelkirjeldatud lähenemise rakendamisel peab elektrontahhümeetri nurgamõõtmise nominaalne täpsus olema vähemalt 2" ning ehitise koonilisus ei tohi ületada 25 mm/m ja kõrgus 200 m.

Olukorras, kus ümara ristlõikega ehitis jääb muude ehitiste vahele, tuleb esmalt rajada polügonomeetriakäik (vt joonis 19.24) kohaliku geodeetilise põhivõrgu

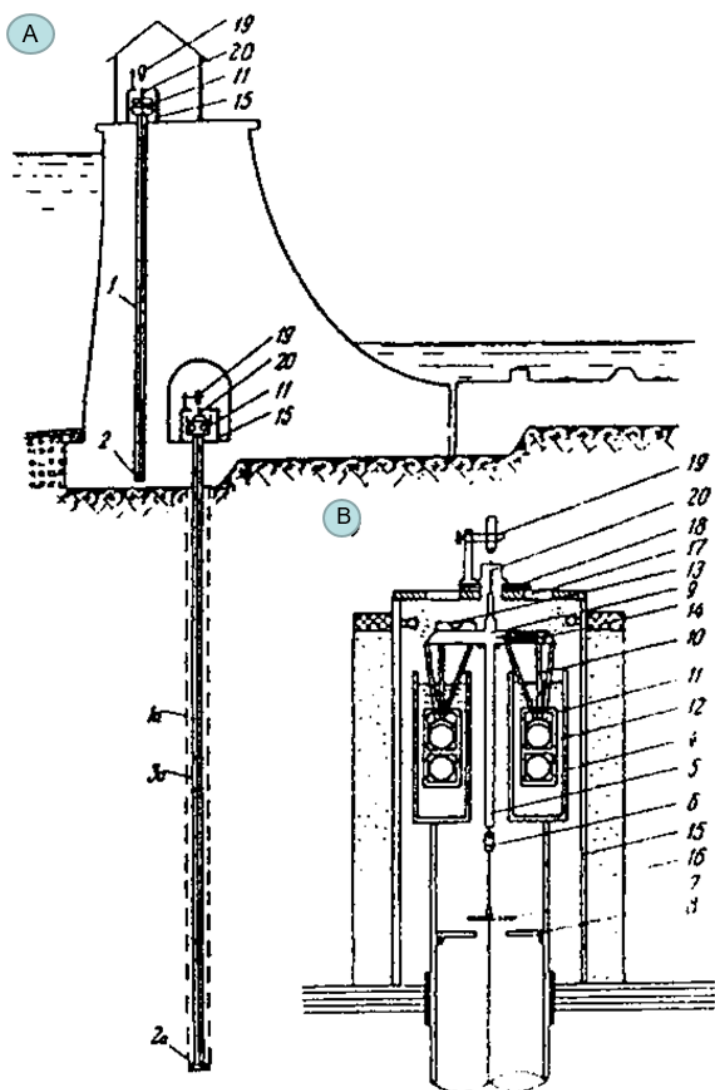


Joonis 19.24. Muude ehitiste vahele jääva ehitise (nt korstna) kreeni vaatluste skeem. Ruutudega on tähistatud polügonomeetriakäik ja mustade täppidega mõõdistuspunktid (reflektorkleebised/tähised).

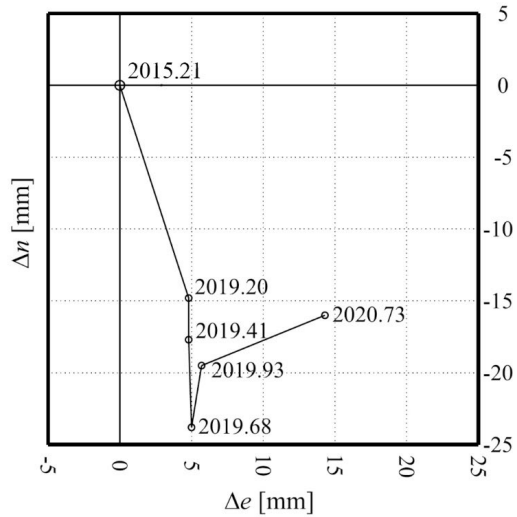
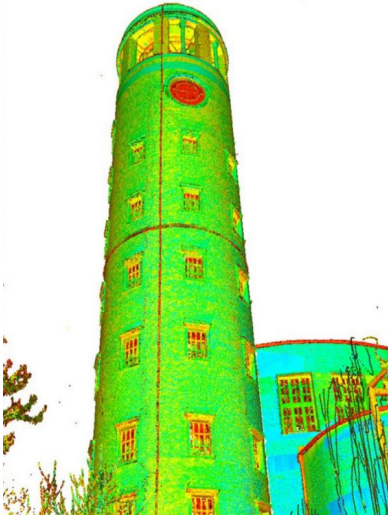
täpsusega. Käigu kaks punkti peavad jääma ehitise lähedusse (P2 ja P3; suunad ehitise tsentrile peavad ristuma) ja neilt määratakse ehitise alumise löike tsentri koordinaadid ning kaks punkti (P5 ja P7; suunad ehitise tsentrile peavad ristuma) peavad jääma ehitisest piisavalt kaugemale (vähemalt ehitise kahekordne kõrgus; kõrgema ehitise korral vähemalt 1,75 kordne kõrgus), millelt määratakse ülemise löike tsentri koordinaadid. Alternatiivina saab määrata käigu kolmest punktist (P5, P6 ja P7; suunad ei pea ristuma) ka ehitise pinna koordinaadid, misjärel saab mõõdistatud punktide põhjal konstrueerida arvutijoonestustarkvaraga ringi ja leida selle tsentri koordinaadid. Mõõdistades tähiste 1, 2 ja 3 koordinaate punktidest P2 ja P3, saab määrata aluse tsentri koordinaadid ja lisaks kontrollida ehitise aluse püsivust.

Lisaks saab kreenide vaatlusteks rakendada vertikaalviseerimist, mida on lähemalt käsitletud jaotises 11.2. See meetod on siiski sobilikum kasutamiseks ehitustegevuse ajal, kuna ekspluatatsiooniperioodil on vertikaalviseerimise kanalid kas juba kinni pandud või tegemist on optilisteks vaatlusteks sobimatu keskkonnaga, erandiks võivad olla näiteks vant- ja rippildade kandepülooni ning tuulegeneraatorite tornid. Samuti mõjutavad optilist vertikaalviseerimist refraktsiooninähtused, mistõttu võiksid paremaks alternatiiviks olla rasked ripploodid ja ujukiga pöördloodid (joonis 19.25), kusjuures mõlema puhul saab lugemisüsteemi automatiseerida (seega on võimalik kreenide pidev monitooring). Ripp- ja pöördloodide kasutamisel tuleb takistada õhuvoolude mõju teket, mispuhul võib saavutatav täpsus kuni 0,2 mm (Rüeger, 2006) märgatavalt ületada verikaalviseerimise oma.

Nagu peatükk 17 juba viidati, saab tornitüüpi ehitiste deformatsioone uurida staatilise laserskaneerimise ja droonipõhise fotogramm-meetriaga. Emma-kumma meetodi valikul tuleks arvestada ehitise kõrgusega: staatiline laserskaneerimine on sobilik madalamatel ja droonimõõdistus suurematel kõrgustel. Näiteks määrasid Dumalski jt (2013) 40 m kõrguse korstna kreeni nii elektrontahhümeetri kui ka staatilise laserskaneerimisega, kusjuures suurim erinevus kahe meetodi tulemuste vahel oli 12 mm. Lähtudes standardist ГOCT 24846-2019, on 40 m kõrguse korstna kreeni määramise lubatud mõõdistuslik viga 20 mm, mistõttu võib mõlemat kasutatud meetodit sobivaks pidada. Rakendades parameetrilise modelleerimise põhimõtteid ja eeldusel, et loodud punktipilvede vead on juhusliku iseloomuga, on nii staatilise laserskaneerimise kui ka droonipõhise fotogramm-meetriaga võimalik saavutada ka kuni mõne millimeetri täpsust määratud kreenidele (skaneerimispõhist näidet kujutab joonis 19.26).



Joonis 19.25. Pöördloodid paisu korpuses (A) ning pöörloodi ujukid ja lugemisüsteem (B; Brait, 1965). Alumise pöördloodi ankur joonisel A (tähistatud numbriga 2) on paisu aluspinnase püsivuse määramiseks kinnitatud süvakivimitesse. 1, 1a – loodide šahtid; 2, 2a – loodide ankurdused; 3a – kaitsevutlar; 4 – pöördloodi reservuaar; 5 – jäik varras; 6 – reguleeriv muhv; 7 – pidur; 8 – piduri hoiderõngas; 9 – ristliigend; 10. tugipüramiidid; 11 – ujuk; 12 – mitte-külmuv vedelik; 13 – kõrgtäpsed vesiloodid; 14 – reguleerimiseseade; 15 – kaitsevutlar; 16 – soojusisolatsioon; 17 – vaateaken; 18 – skaala; 19 – mikroskoop; 20 – tihtvt.



Joonis 19.26. Staatilise laserskaneerimise ja parameetrilise modelleerimisega (st antud juhul on torni punktipilve järgi dimensioneeritud seda kujutav silinder) määratud torni kreeni muutumine ajas (modif., Popović jt, 2022).

19.5. Pragude vaatlused

Ehituskonstruksioonide pragude arenemise vaatlused võimaldavad tuvastada ehitise osade omavahelisi nihkeid, mistõttu peetakse neid sama tähtsateks kui vajumiste ja nihete vaatlusi. Eeldusel, et kandekonstruksioonide arvutustel kasutati piirkoormusi, viitab pragude tekkimine lubamatute koormuste või deformatsioonide olemasolule. Tekkepõhjuste järgi klassifitseeritakse praod järgmiselt.

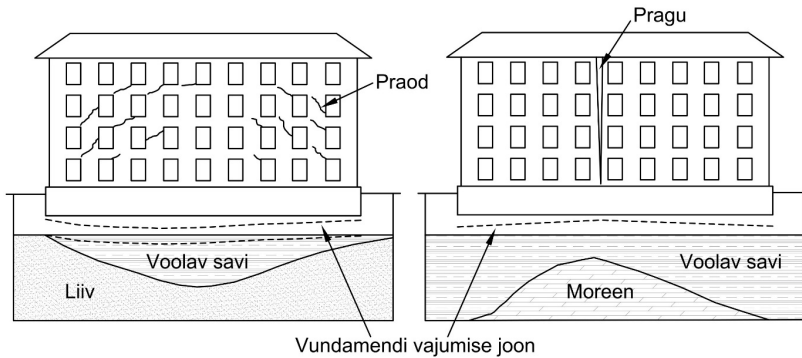
- Kahanemispraod, mis ilmnevad ehitusmaterjalide kokkutõmbumise ja tihenemise tõttu. Neid nimetatakse ka pinnapragudeks, sest need ei ole üldjuhul sügavad ega oma seetõttu ka olulist seost deformatsioonidega, olgugi, et need siiski nõrgestavad konstruktsioone mingil määral.
- Temperatuuri- või temperatuurilis-niiskuskilud praod, millest esimesed ilmnevad ehitise üksikutes osades temperatuurivuukide puudumisel. Seevastu temperatuurilis-niiskuskilud praod tekivad ehitise vertikaalpindadele pinnasevete kõikumise tsooni. Põhjustavateks teguriteks on vastavalt perioodiline temperatuuri- või temperatuurilis-niiskuskil mõju ehitusmaterjalidele.
- Vajumispraod, mis tekivad näiteks ebaühtlaste vajumiste, kergete või läbipainete tõttu (joonis 19.27). Vajumispragude hulka liigitatakse ka seismilised ja lihkelsed praod, aga ka need, mis on tekkinud näiteks lõhkamistest või vaiaarammi töö tõttu (joonis

19.28). Vajumispraod läbivad kogu konstruktsiooni paksuse ja on seetõttu väga ohtlikud. Lihkelised praod on kõige laiemad vundamentide alaosades. Aja jooksul võivad need laieneda mõne sentimeetrini ja siis kahaneda jälle juuspraoks, mis aga ei tähenda, et lihkeprotsess oleks lõppenud.

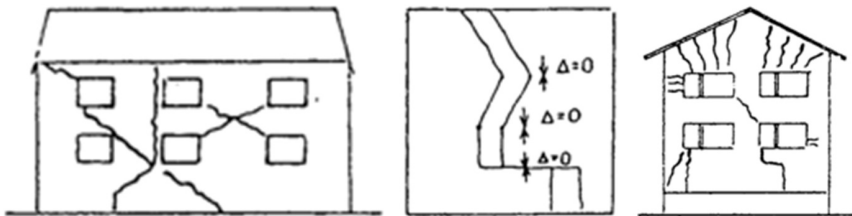
- Eksploatatsiooni- ehk konstruktiivsed praod, mis ilmnevad enamasti eksploatatsiooni- perioodil kandekonstruktsioonide ülekoormuste tõttu. Sarnaselt vajumispragudega on ka eksploatatsioonipraad väga ohtlikud.

Pragusid saab klassifitseerida ka arengu iseloomu järgi:

- progresseeruvad ehk aktiivsed praod. Kui pragude areng toimub kiirenevas tempos, võib see viia avariini.
- Stabiliseeruvad praod, mida iseloomustab sumbuv tendents (kuid mitte alati).
- Mitteaktiivsed praod, mis on lõpetanud oma arengu. Sellised praod võivad oma mõõtmeid perioodiliselt muuta temperatuuri ja niiskuse mõju tõttu.



Joonis 19.27. Hoone läbi- (vasakul) ja ülespaindest (paremal) tekkinud praod.



Joonis 19.28. Praod ligidastest (vasakul) ja kaugetest lõhketöödest (keskel; vertikaalkomponent $\Delta = 0$) ning ligidastest vaiade rammimisest (paremal).

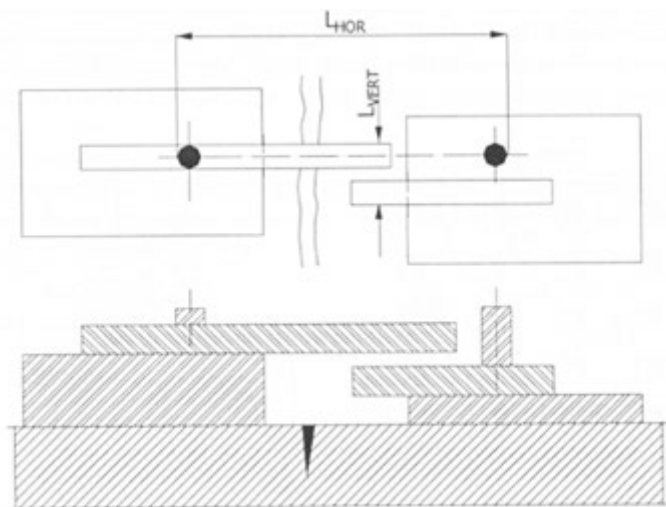
Vajumispragusid jm kahjustusi hoone fassaadil võivad tekitada ka hoone kõrvale rajatud ehitised ja lisandunud koormused, vt joonis 19.29.



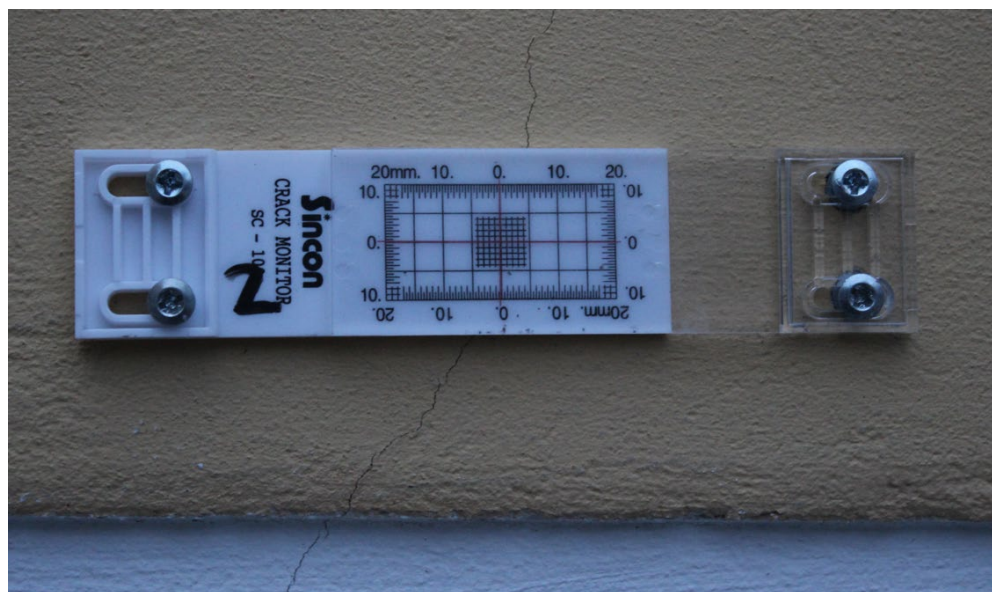
Joonis 19.29. Vajumispraod jm kahjustused hoone fassaadil. Hoonet on mõjutanud hiljem vahetult kõrvale rajatud 9-korruselise hoone ehitus ja lisandunud koormused. Pragude diagonaalne suund näitab, et vasak pool on rohkem vajunud. Allikas: Inseneribüroo REIB OÜ (Mairolt Kakko).

Pragude mõõtmisel on kõige lihtsam ja odavam fikseerida pragude pikkused seinal. Pragude laiused saab määrata joonlauaga. Kui ei esine krohvikihi murenemise segavat mõju, on millimeeterjaotiste abil võimalik silmaga saavutada pragude laiuse täpsuseks umbes 0,3 mm kuni 0,5 mm. Pragude arengu täpsemaks iseloomustamiseks võib kasutada praomajakaid, mis jagunevad ühekordseteks (kvalitatiivseteks) ja pidevateks (kvantitatiivseteks). Ühekordsed majakad kujutavad endast näiteks kipsi (hoone sees) või tsemendisegust (hoonest väljas) tõmmatud vööri. Majaka juurde tuleb kirjutada selle number ja paigalduskuupäev ning majakat peab kontrollima iga päev. Kui pragu on aktiivne, siis mõne aja möödudes praguneb ka majakas – prao tekkimise aeg tuleb fikseerida ja pragu kohe uue majakaga katta.

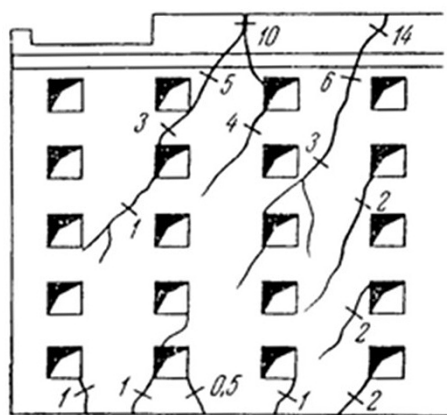
Vaatlus ühekordse majakaga iseloomustab ainult prao arenemise kiirust. Kui eesmärk on määrata ka prao suurus, tuleks kasutada kvantitatiivset majakat. Kõige lihtsam on kummalegi poole pragu (umbes 5 cm praost) paigaldada naelad, mille vahekaugust mõõdetakse perioodiliselt näiteks varbsirkliga. Nii võib mõõtmistäpsuseks saavutada kuni 0,05 mm. Peale eelkirjeldatu saab kasutada ka keerukama konstruktsiooniga kvantitatiivseid majakaid, mis võimaldavad 2D-mõõtmisi (vt joonised 19.30 ja 19.31). Pragude täpseks mõõtmiseks sobivad ka spetsiaalsed invartraadid, kusjuures keerukamad süsteemid võimaldavad automatiseeritud lugemite määramist. Sõltumata valitud mõõdistusmeetodist tuleks alates esimesest vaatlustüklist praod vastavate konstruktsioonide joonistele kanda (vt fassaadi näidet joonisel 19.32). Alternatiivina võib praod jäädvustada ka fotograafiliselt.



Joonis 19.30. Lihtne kvantitatiivne 2D-majakas (üleväl on pealtvaade ja all lõige). Prao arengu horisontaalmuutuse annab tihvtide vahekauguse L_{HOR} muutus ja praoga eraldatud massiivide vertikaalnihke tihvtide vahekauguse L_{VERT} muutus.

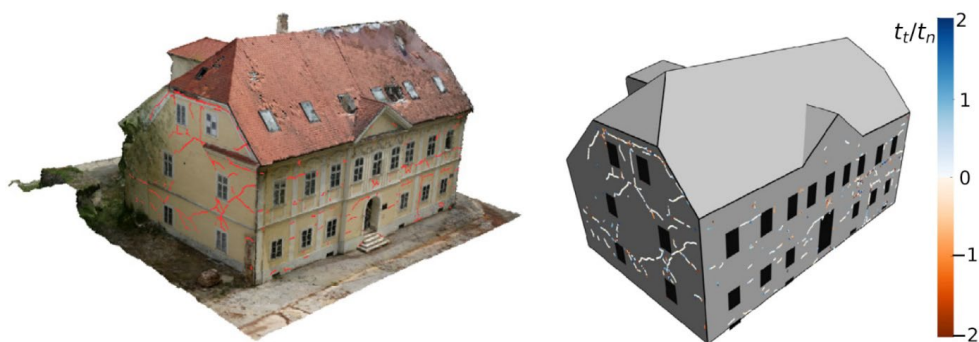


Joonis 19.31. Kvantitatiivne 2D-majakas, mis koosneb valgest plastist skaalaplaadist ja läbipaistvast plastist punase ristiga plaadist, mis kinnitatakse vaatluste algul nullasendisse.



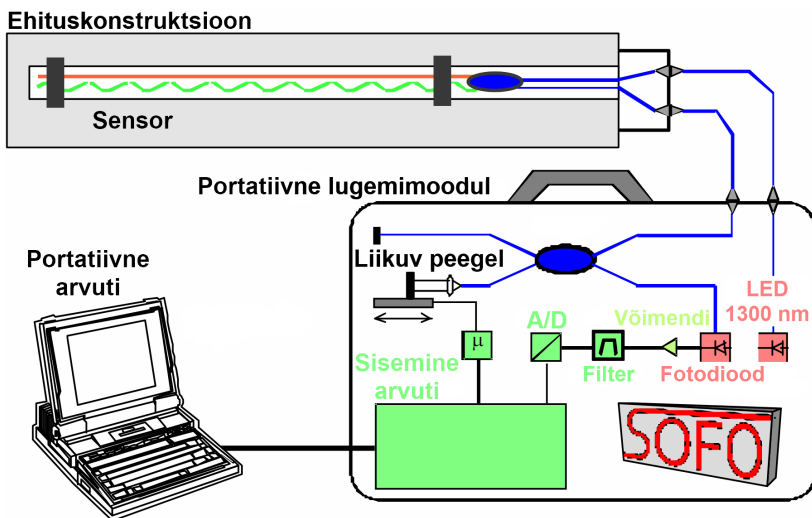
Joonis 19.32. Hoone fassaadi pragude skeem (vasakul) ja prao avanemise graafik (paremal; modif. Brait, 1965). Pragude laiused on antud millimeetrites.

Pragude vaatlustel kasutatavad meetodid on üldjuhul subjektiivsed, kuna sõltuvad suuresti vaatleja varasematest kogemustest. Ka ei pruugi vaatleja tuvastada kõiki pragusid. Tulevikku vaatavalt liigub pragude vaatlustega seotud teadustöö suuresti fotogramm-meetriliste ja masinõppe meetodite rakendamise suunas. Meetodi sisendiks piisab ainult fotodest, kusjuures kogu protsessi on võimalik automatiseerida, elimineerides inimteguri täielikult (vt näidet joonisel 19.33). Lisaks on fotode ja masinõppe abil võimalik tuvastada ning kvantifitseerida ka ehitiste teist tüüpi kahjustusi, mis on oluline näiteks maavärinate (või muude katastroofide) järgse kahju hindamiseks.



Joonis 19.33. Fotodelt tuvastatud praod kantuna hoone tekstuuritud mudelile (vasakul) ja nende pragude kinemaatika (paremal), st prao pindade omavaheline liikumine (värviskaala t_t/t_n tähistab tangentsiaal- ja normaalsuunalise nihke suhet) kantuna hoone lihtsustatud mudelile (modif. Pantoja-Rosero jt, 2023). Hoone mudelid ja pragude kinemaatika on samuti tuletatud ainult fotode põhjal, kogu sellise andmetöötluse saab automatiseerida.

Suurema riskiastmega ehitiste (nt paisud ja sillad) deformatsioone, sealhulgas pragusid põhjustavaid, tuleb vaadelda pikaajaliselt ja pidevalt. Selleks on näiteks Šveitsis (Smartec S.A.) välja töötatud fiiberoptilised deformatsioonisensorid (*surveillance d'ouvrages par fibres optiques*, SOFO, vt joonis 19.34), mis põhinevad madala koherentsusega interferomeetrial. See süsteem on dielektriline (st elektrit praktiliselt mittejuhtiv), immuunne elektromagnetiliste väljade suhtes ja äärmiselt täpne, võimaldades mõõta deformatsioone täpsusega kuni 2 mikronit. Ehituse ajal paigaldatakse süsteemi sensorid kas betooni sisse või konstruktsioonide pinnale. Sensoriks on PVC-kaitsetuubusesse paigutatud monokaablite (fiibrite) paar, pikkusega üldjuhul kuni 10 m. Neist üks – mõõtmisfiiber – paikneb pingutatuna kaitsetuubuse teljel, olles mõlemast otsast ühendusdetailide abil mehaanilises kontaktis uuritava ehitisega, teine – taustfiiber – asetseb krurvijoonele (st pingutamata) kaitsetuubuse sisepinna ligidal. Kõik ehitise deformatsioonid põhjustavad nende kahe fiibri pikkuste erinevuse muutusi. Deformatsioonide uurimiseks suunatakse fiibri- tesse LED-kiirgus ja määratud valgusteede erinevuste muutused teisendatakse deformatsioonide väärtusteks.



Joonis 19.34. Fiiberoptiliste deformatsioonisensorite (SOFO) komplekt (modif. Inaudi jt, 1999).

Peatükk 19 kontrollküsimused

1. Millise perioodilisusega peaksid toimuma vajumisvaatlused ehitusperioodil ja vajaduse korral pärast ehituse lõppu?
2. Nimeta kaks viisi, mille järgi määrata deformatsioonide vaatluste täpsusklassi.
3. Kuhu tuleks üldjuhul kindlustada vajumisreeperid ja deformatsioonimärgid?
4. Millised peaksid olema vajumisvaatluste lähtereeperid ja kui palju neid olema peaks?
5. Milline põhireegel kehtib vajumisvaatluste lähtereeperite kõrguste kohta?
6. Millisesse kahte gruppi võib jaotada vajumisvaatluste lähtereeperite püsivuse analüüsi meetodid? Kumba neist kuulub Costacheli meetod?
7. Milliseid meetodeid kasutatakse vajumisvaatlustel?
8. Milliseid meetodeid kasutatakse nihete vaatlustel?
9. Millal kasutatakse vertikaalide loomiseks/määramiseks optilisi instrumente ja millal raskeid ripploode?
10. Milliseid meetodeid kasutatakse kreenide vaatlustel?
11. Loetle pragude põhiliigid tekkepõhjuste järgi koos nende ohtlikkuse astmega.
12. Kirjelda kvalitatiivseid ja kvantitatiivseid pragude majakaid.
13. Milliseid meetodeid kasutatakse pragude vaatlustel?

VII OSA:

MASSANDMEKORJE MEETODID

20. Ehitusinfo modelleerimise (BIM) sisendandmed

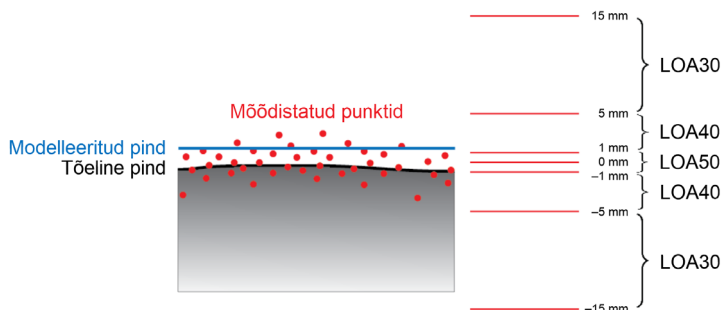
Tänapäeval, ja veel enam tulevikus, baseeruvad hoonete ning taristu haldussüsteemid digitaalsetel ehitusinfo mudelitel (*building information modeling*, BIM), mis on aluseks ehitiste elukaare juhtimisel, alustades projekteerimisest ja ehitusest ning lõpetades lammutamisega. Sääraseid mudeleid tuleb pidevalt ajakohastada, et n-ö digitaalsed teisikud vastaksid võimalikult täpselt oma füüsilistele objektidele reaalsuses, kusjuures mudelite keskseks komponendiks on ehitiste 3D-geomeetria. Üldjuhul põhineb ehitusinfo mudelite loomine ja uuendamine (tihti on aluseks projekt-mudel, mitte ei looda ehitise valmides täiesti uut mudelit nullist) punktipilvedel. Seetõttu on oluline fookus punktipilvede moodistus- ja andmetöötlusmeetodite valikul, kuna need on esmasteks kriteeriumiteks, mis tingivad loodavate mudelite kvaliteedi ning kasutatavuse (st korrektse geomeetria). Selles õpikus ei käsitleta ehitusinfo modelleerimist, küll aga vaadeldakse põhimõtteid, millega tuleks modelleerimise sisendandmete korjel arvestada.

Ehitusinfo modelleerimisel on oluliseks eelduseks andmete detailsus, kuna lisaks üldpindadele (nt seinad, põrandad ja laed) võivad modelleerimist vajada ka näiteks tehnosüsteemid, lülitid, pistikupesad jne, aga vahel ka ruumides paiknevad sisustuselemendid (modelleerimise detailsusastme määravad tööle esitatavad nõuded). Seetõttu tugineb modelleerimine üldjuhul punktipilvedele, kuna need tagavad nõutud detailsuse, mida klassikalise tahhümeetermõõdistuse üksikpunktide mõõtmine tagada ei suuda. Kuivõrd loodavad digitaalsed mudelid peavad olema täpses vastavuses füüsiliste objektidega reaalsuses, on teiseks oluliseks tingimuseks nende punktipilvede täpsus. Näiteks on USA Ehitiste Dokumenteerimise Instituut (USIBD) välja töötanud viiest täpsusklassist koosneva süsteemi (võttes aluseks Euroopas laialt kasutatava standardi DIN 18710), kus täpsusklassid on seotud töö eesmärkide (ehitusinfo modelleerimisel lähtutakse enamasti 2. ja 3. täpsusklassi nõuetest), aga ka kindlate konstruktsioonielementidega (USIBD, 2016). Selle süsteemi täpsusklassid on esitatud tabelis 20.1 ja nende täpsushinnangute tõlgendamist on kujutatud joonisel 20.1. Kolmanda tegurina tuleb lisaks välja tuua punktipilvede kvaliteet, mille all

on mõeldud, et valitav mõõdistusmeetod peab tagama vähese müratasemega (punkt-pilve hajuvuse seisukohast) ja tervikliku (st varjestatust on minimeeritud) punkti-pilve.

Tabel 20.1. USA Ehitiste Dokumenteerimise Instituudi välja töötatud täpsusklassid (*level of accuracy*, LOA) punktipilvede ja modelleerimise täpsusele (nõuded rakenduvad mõlemale). Need on esitatud kahekordse standardhálbena, peavad täitma ülemise piirväärtuse nõuet, kuid võivad olla paremad (numbriliselt väiksemad) kui alumine piirväärtus. Ühik mm.

Täpsusklass	Ülemine piirväärtus (2σ)	Alumine piirväärtus (2σ)
I (LOA10)	Vabalt defineeritav	50
II (LOA20)	50	15
III (LOA30)	15	5
IV (LOA40)	5	1
V (LOA50)	1	0

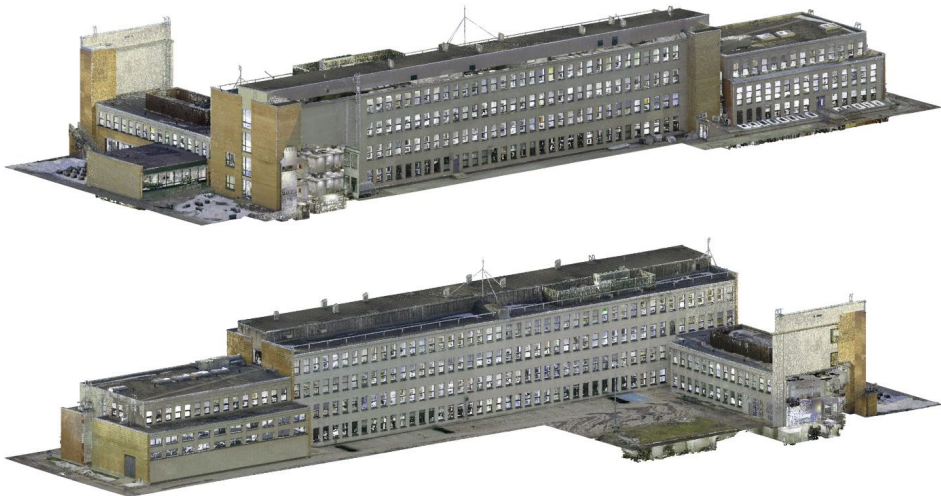


Joonis 20.1. USA Ehitiste Dokumenteerimise Instituudi välja töötatud täpsusklasside tõlgendamine. Esitatud näidisel vastab modelleeritud pind V täpsusklassi (LOA50) nõuetele (modif. USIBD, 2016).

Eeltoodud tingimusi täidab kõige paremini staatiline laserskaneerimine, mis on praegu ka kõige populaarsem meetod ehitusinfo mudelite loomise lähteandmete korjeks (Rocha ja Mateus, 2021). Teoreetiliselt võimaldab meetod suurt täpsust (kuni mõni millimeeter standardhálbe järgi ehk täidab tabeli 20.1 III täpsusklassi nõuet) ja detailsust, kuid puudusteks võib lugeda vajalike mõõdistusseisude rohkust ning mõõdistuse võrdlemisi suurt ajakulu võrreldes alternatiivsete meetoditega. Jämedalt

võib hinnata, et uuemad staatilised laserskaneerimise süsteemid võimaldavad mõõdistada tiheda punktipilve koos panoraamfotode tegemisega (punktipilve värvimiseks) ühes seisus umbes 2–3 minutiga.

Lähtudes jaotisest 3.3, täidavad ehitusinfo modelleerimise mõõdistuseesmärki kõige paremini faasinihke-tüüpi laserskannerid. Kuna hooneid tuleb enamasti mõõdistada võrdlemisi kitsastes siseruumides, pole suur maksimaalne mõõdistuskaugus tähtis. Seevastu on oluline saavutada suur mõõtetäpsus lühikestel mõõdistuskaugustel. Samuti võimaldavad faasinihke-tüüpi laserskannerid suuremat mõõdistuskiirust, mis on oluline, arvestades vajalike mõõdistusseisude rohkust. Suuremate hoonete korral võib mõõdistusseisude arv ületada tuhandet (üks selline näide on esitatud joonisel 20.2). Staatilist laserskaneerimist on lähemalt vaadeldud peatükis 21.



Joonis 20.2. Tallinna Tehnikaülikooli U03 õppehoone punktipilv, mille koostamisse on kaasatud 1392 laserskaneerimise seisukohta (Varbla jt, 2024).

Siseruumide mõõdistuse seisukohalt on staatilise laserskaneerimise alternatiiviks kergekaalulised mobiilsed laserskaneerimissüsteemid, kuid nagu jaotises 3.4 juba mainiti, jääb käsiskannerite mõõdistatud punktipilvede täpsus siseruumides suurusjärku 2–5 cm (standardhälbe järgi) ehk need täidavad parimal juhul tabeli 20.1 II täpsusklassi nõuet. See täpsus väheneb mõnevõrra avarates väliloludes ja võrreldes staatilise laserskaneerimisega on käsiskannerite mõõdistatud punktipilved enamasti ka tunduvalt hajuvad. Seetõttu ei pruugi käsiskannerid sobida suurt täpsust ja detailsust nõudvate ehitusinfo mudelite loomiseks. Küll aga võib see olukord lähitule-

vikus muutuda, kuna mobiilseid laserskaneerimissüsteeme ja neis kasutatavaid algoritme arendatakse pidevalt edasi. Uuemad lahendused on oma andmebrošüüride järgi juba praegu täpsuselt võrreldavad odavamate staatiliste laserskanneritega.

Välioludes tasub staatilisele laserskaneerimisele alternatiiviks tuua droonipõhist fotogramm-meetriat, mille korral pildistatakse mõõdistatavat objekti drooni pardal oleva kaameraga ja kogutud fotod on aluseks edasisele fotogramm-meetrilisele modelleerimisele. See meetod võimaldab kiiret mõõdistust võrdlemisi suurtel maa-aladel, kusjuures andmetöötlust iseloomustab automatiseeritus. Sellise droonimõõdistusega on võimalik saavutada (standardhälbe järgi) 2–3 cm suurusjärku punktipilvede täpsust (Varbla jt, 2021b), kusjuures suuremaid tasapindasid on võimalik modelleerida ka sentimeetrist parema täpsusega (Varbla jt, 2021a). Nii on droonipõhine fotogramm-meetria võimeline täitma tabeli 20.1 II täpsusklassi ja parimal juhul ka III täpsusklassi nõuet.

Ehitusinfo modelleerimise seisukohast on droonipõhine fotogramm-meetria kasulik näiteks ehituse progressi jälgimisel (Tuttas jt, 2017), mis vajab perioodilisi mõõdistusi. Staatiline laserskaneerimine osutub sääraseks eesmärgiks tihti liialt tömahukaks, mistõttu on droonimõõdistused ainus kaalutav meetod (vähemalt välimõõdistuse kontekstis). Kuna droonidega saab mõõdistada raskesti ligipääsetavaid kohti (nt katuseid), siis tihti ka kombineeritakse staatilise laserskaneerimise ja droonimõõdistuse tulemusi (vt nt Jo ja Hong, 2019; Alshawabkeh jt, 2021; Siwiec ja Lenda, 2022). Siinkohal on aga oluline mainida, et kuigi droonipõhine fotogramm-meetria võimaldab saavutada väga täpseid tulemusi, nõuab see teoreetiliste aluste ranget järgimist. Vastasel juhul ei ole sugugi harukordne, et loodavates punktipilvedes esineb mõne detsimeetri suurusjärku süstemaatilisi vigu ehk modelleerimismoonutusi. Võttes arvesse ehitusinfo modelleerimise konteksti, tuleb üldjuhul kindlasti eelistada kopteritüüpi droonide kasutamist, kuna nende korral saab seadistada kaamera kaldenurka. Olulisemaid põhimõtteid, mida peab järgima (ka miks kaamera kaldenurk oluline on), käsitleb peatükk 22.

Peatükk 20 kontrollküsimused

1. Millistel andmetel põhineb reeglina ehitusinfo mudelite loomine ja uuendamine ning millistele tingimustele need andmed vastama peavad?
2. Milline mõõdistusmeetod on sobivaim ehitusinfo mudelite loomise lähteandmete korjeks?
3. Milliseks otstarbeks võiks ehitusinfo mudelite loomise seisukohast kaaluda droonide põhise fotogramm-meetria kasutamist?

21. Staatilise laserskaneerimise põhimõtted

Staatilisel laserskaneerimisel põhinevate punktide kvaliteedi tagamiseks on kasulik kinni pidada järgmisest neljast üldpõhimõttest:

- 1) kasutatava laserskanneri valikul tuleb lähtuda mõõdistuseesmärkidest (vt jaotis 3.3);
- 2) punktide mõõdistustihedus peab tagama nõutud detailsuse;
- 3) punktide peab olema mõõdistatava objekti piires terviklik (*point cloud completeness*) ehk laserskaneerimise seisude valik peab minimeerima varjestatust;
- 4) laserskaneerimise seisudes mõõdistatud osapilvede kokku registreerimine peab tagama punktide terviklikkuse (*point cloud integrity*) ehk osapilved ei tohi registreerimise järel omavahel nihkes ega pöördes olla.

Peale selle saab välja tuua veel kaks lisapõhimõtet:

- 1) punktide peaksid olema eemaldatud üleliigne müra (nt liikuvad inimesed) ja artefaktid (nt peegeldused);
- 2) punktide võiks olla georefereeritud.

Praktilisest seisukohast toovad viimased kaks kaasa olulise lisa-ajakulu. Seetõttu ei pruugi need nõuded alati teostatavad olla, kui just mõõdistustöö tellija ei ole sätestanud vastavaid erinõudeid. Siinkohal võib mainida, et mõned staatilise laserskaneerimise süsteemid võimaldavad teha ka topeltskaneeringu (nt Leica RTC360), misjärel võrreldakse kahte ühe seisu punktide ja eemaldatakse automaatselt nende vahelised erinevused (nt liikuvad inimesed). Kuigi see võimaldab aega andmetöötluse arvelt kokku hoida, pikendab topeltskaneeringute tegemine oluliselt mõõdistustööks kuluvat aega.

Edasi vaadeldakse eelmainitud põhimõtteid lähemalt. Samuti käsitletakse mõningaid olulisi asjaolusid, mis võivad mõjutada laserskaneerimise seisudes mõõdistatud osapilvede täpsust.

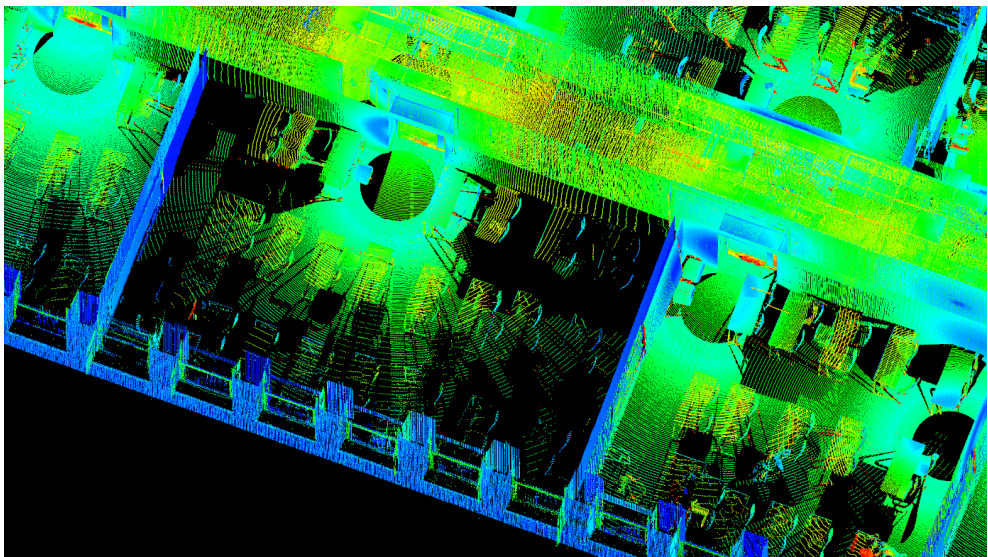
21.1. Mõõdistustöö eripärad

Mõõdistustöö käigus tuleb sobivalt valida punktide mõõdistustihedus, arvestades siinjuures, et mida tihedam on mõõdistus, seda pikem on mõõdistuseks kuluv aeg. Samuti kasvab mõõdistustiheduse suurenedes mõõdistatud punktide arv ja sellega ka andmemah. Tarviliku punktide mõõdistustiheduse tingib mõõdistustöö eesmärk. Näiteks siseruumide detailmõõdistus (st kõik ehituselemendid peavad olema selgelt eristatavad) vajab oluliselt tihedamat mõõdistust kui mõõdistus, mille lõppeesmärgiks on näiteks väljakaevu mahu arvutamine. Suuremate mõõdistuskauguste korral

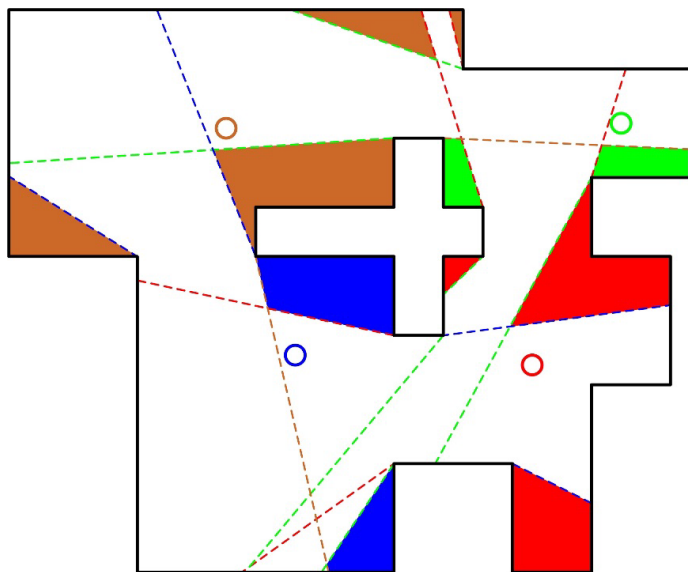
tuleb meeles pidada ka seda, eriti detailmöödistusel, et staatiline laserskaneerimine on radiaalne ehk möödistuskauguste kasvades suurenevad möödistatavate punktide vahelised kaugused (st punktipilv jääb hõredam).

Liialt tiheda punktipilve korral võib otstarbekaks osutuda punktipilve hõren-damine, et vähendada andmemahutu ja hõlbustada punktipilve edaspidist kasutust. Siinkohal tasub uurida, milliseid hõrendusalgoritme on võimalik kasutada, ja selgi-tada välja nende tööpõhimõtte. Eelistama peaks algoritme, mis võimaldavad geo-meetriapõhist segmenteerimist. Näiteks hoonete korral säilitatakse säärase algorit-midega punktid, mis kujutavad detaile, servasid ja nurkasid, ning hõrendatakse ainult punktipilve osad, mis kujutavad tasapindasid (vt nt Qiu jt, 2022).

Möödistamisel on oluline laserskaneerimise seisude valik, mis peab tagama punktipilve minimeeritud varjestatuse (tugevalt varjestatud punktipilve näide on too-dud joonisel 21.1). Teisalt tuleb minimeerida ka seisude endi arvu, kuna üleliigne liigendatus on aluseks vigade tekkele osapilvede kokku registreerimisel, mida käsit-leb jaotis 21.2. Joonis 21.2 kujutab geomeetrilist näidet, kus kõik pinnad möödistat-akse neljast laserskaneerimise seisupunktist, aga tagatud on ka osapilvede vaheline ülekattuvus, mis on aluseks pilv-pilvega registreerimismeetodile.

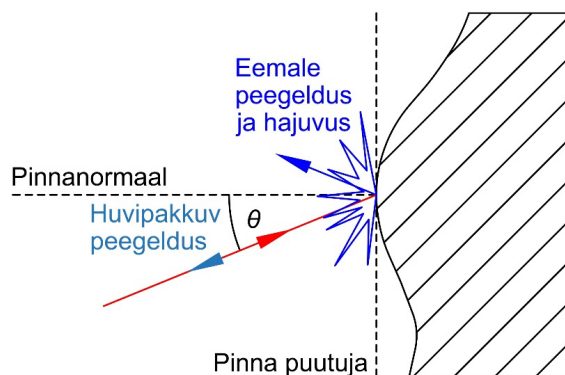


Joonis 21.1. Tugevalt varjestatud punktipilv (st möödistamata hoone osad) (modif. Varbla jt, 2024).



Joonis 21.2. Geomeetriline näide laserskaneerimise seisude valikust, mis võimaldab minimeerida varjestatust ja seisude arvu. Ringid kujutavad laserskanneri seisupunkte, kriipsjooned varjestatuse piirjooni, värvilised pinnad ühest seisust nähtavaid pindasid ja valged pinnad mitmest seisust nähtavaid pindasid (modif. Wujanz jt, 2016).

Laserskaneerimise seisude valikul tuleb jälgida ka laserimpulsi langemisnurka (θ joonisel 21.3 ehk nurk impulsi suuna ja mõõdistatava pinna normaali vahel). Kuni 30° langemisnurgal ei ole tähelepanuväärset mõju, kuid suurema langemisnurga korral kui umbes 60° kuni 65° hakkab punktipilve täpsus oluliselt vähenema (vt nt Soudarissanane jt, 2011; Bolkas ja Martinez, 2018). Säärast täpsuse vähenemist illustreerib punktipilve mõõdistusjoonte lainetus joonisel 21.1 kujutatud ruumi koridoriga külgnevas seinas (laserskaneerimise seis on tehtud ukse juures). Sellest vaatepunktist ei ole joonisel 21.2 kujutatud mõõdistusolukord päris täiuslik ja vajalik oleks täiendavate mõõdistusseisude tegemine. Ideaalis peaks suurte langemisnurkade mõõdistusandmed enne registreerimist osapilvedest välja lõikama, kuna need võivad mõjutada pilv-pilvega registreerimismeetodi tulemusi, kuid säärane manuaalne töö toob kaasa olulise ajakulu, mistõttu ei ole see praktikas kuigi teostatav. Automatiseeritud algoritmid oleks siin oluliseks abiks.



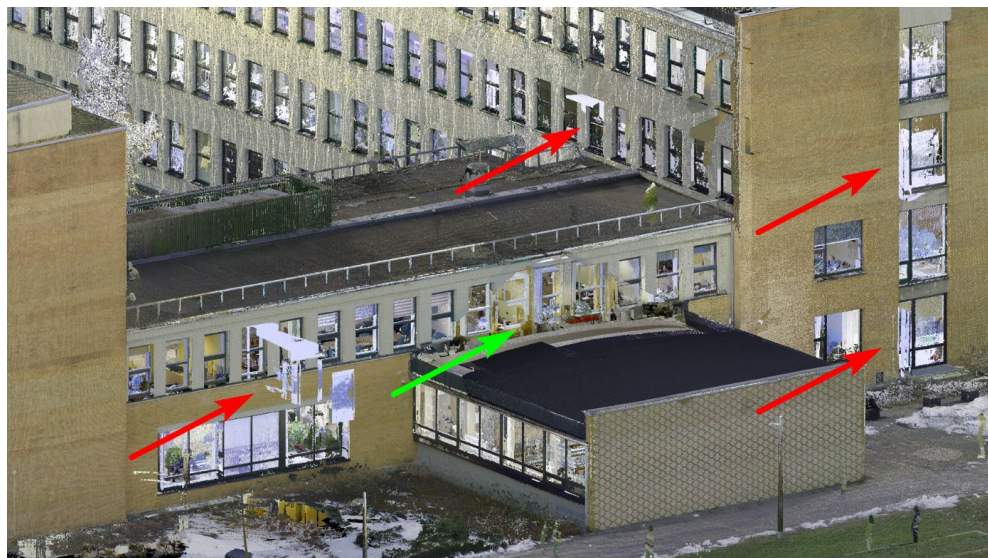
Joonis 21.3. Instrumendist väljuv laserimpulss (punane) ja impulsi peegeldused (sinised toonid). Laserimpulsi langemisnurka tähistab θ .

Peale laserimpulsi langemisnurga mõjutab osapilvede täpsust ka laserskanneri tüüp (käsitleti jaotises 3.3) ning võimekus (st nominaalne mõõte- ja kordustäpsus). Siinkohal tasub mainida, et andmebrošüürides esitatud nominaalsed täpsusnäitajad on määratud ideaaltingimustel ega pruugi iseloomustada praktilist kasutust (Muralikrishnan, 2021). Teatud mõju omavad ka väliolud (nt õhutemperatuur, vertikaalne temperatuurigradient, õhurõhk), kuid ehitusgeodeesia konteksti enamasti lühikestel mõõdistuskaugustel (alla 100 m) võib selle mõju lugeda tühiseks. Seevastu avaldavad saavutatavale täpsusele olulist mõju mõõdistatava pinna omadused – peegelduvus ja karedus.

Laserimpulss ei peegeldu sensorisse tagasi kunagi oma esialgse intensiivsusega, kuna osa impulsi energiast neeldub (nii mõõdistatavasse pinda kui ka atmosfääri), peegeldub eemale ja hajub (vt joonis 21.3). Intensiivsuse kadu toob endaga tüüpiliselt kaasa mõõdistatud punktipilve täpsuse vähenemise. Neelduvus on suurem tumedat tooni pindade korral (nt mustjad ja pruunid toonid), heledat tooni pindadesse neeldub laserimpulsi energiat vähem (nt valkjad, kollased ja rohelised toonid). Suuremat neelduvust võib täheldada ka matti tooni pindade mõõdistusel. Läikivate pindade ja laserimpulsi väikese (nullilähedaste) langemisnurga korral jõuab üldjuhul laserimpulss sensorisse tagasi suurema intensiivsusega kui matti tooni pindadelt, kuid langemisnurga suurenedes tõuseb esile impulsi eemale peegelduvuse mõju. Laserimpulsi hajuvus sõltub mõõdistatava pinna karedusest, suurem karedus põhjustab suuremat hajuvust. Eeltoodud mõju on uurinud näiteks Bolkas ja Martinez (2018). Erinevate ehitusmaterjalide mõõdistustäpsust on uurinud Reimann (2017).

Laserimpulsi täielik eemale peegeldus (langemisnurgaga võrdse nurga all pinna normaali suhtes) toimub peegelpindadelt, aga täielikku eemale peegeldust võivad põhjustada ka näiteks aknad. Kui täielikult peegeldunud laserimpulss tabab lõpuks pinda, millelt osa impulssi peegeldub tagasi, jõuab see sensorisse pärast uut

täielikku peegeldust esialgselt peegeldavalt pinnalt. See tähendab, et laserimpulsi mõõdistusteedkonda iseloomustab murdjoon, mille kogupikkus summeeritakse pseudomõõdistuskauguseks, ja andmepunkt genereeritakse esialgset mõõdistussuunda arvestades. Niimoodi tekivad joonisel 21.4 kujutatud punktipilve peegeldused. Säärased artefaktid (nagu ka muu müra) tuleks osapilvedest eemaldada, kuna need võivad mõjutada pilv-pilvega registreerimismeetodi tulemusi.



Joonis 21.4. Punktipilve peegeldused (punased nooled) ja ulatuslik varjestatus (roheline nool; modif. Varbla jt, 2024).

Soovitav on punktipilved ka georefereerida. Näiteks võib tekkida punktipilvede põhjal loodavate ehitusinfo mudelite (või ka punktipilvede endi) hilisem kooskasutuse vajadus mingite muude koordineeritud ruumandmetega. Punktipilvede georefereerimiseks on vajalikud koordineeritud skaneerimise tähised, aga piisavad võivad olla ka iseloomulikud äratuntavad objektid (nt äärekivi nurk). Koordineerimiseks sobivad tüüpilised geodeetilised mõõdistusmeetodid. Näiteks Varbla jt (2024) on näidanud, et kuni 500 m pikkuste käikude korral on realistlik joonelis-nurgalise vastulõike baasil tagada umbes 2–3 cm täpsus georefereerimisele. Selle töö tulemused viitavad ka sellele, et 6–8 ühtlaselt jaotatud tähist mõõdistatava objekti piires on piisav umbes 2000 m² hoonealuse pindala korral.

Mis puutub skaneerimise tähistesse, siis laserskaneerimisel tuleks tagada, et need mõõdistatakse võimalikult väikese laserimpulsi langemisnurgaga (st tähised peab orienteerima laserskanneri suunas), eriti olukorras, kus tähiseid kasutatakse ka osapilvede kokku registreerimisel (vt jaotis 21.2). Veel tasub mainida, et lähtudes

Bolkasi ja Martineze (2018) uurimistulemustest, võiks standardsed mustvalged skaneerimistähised asendada sinivalgete tähistega. Sinivalged tähised tagavad sarnaselt mustvalgetega piisava kontrasti, kuid laserimpulsi intensiivsuse säilivuse seisukohast on sinised toonid oluliselt sobivamad kui mustjad. Säärast sinivalget värvi lahendust kasutatakse näiteks Leica HDS skaneerimistähistel.

Koordineeritud skaneerimistähistel on veel üks oluline roll. Nimelt saab neid kasutada mõõdistatud punktipilve mõõtkava kontrollimiseks:

$$\varepsilon^{Baasjoon} = \sqrt{(X_{PP}^A - X_{PP}^B)^2 + (Y_{PP}^A - Y_{PP}^B)^2 + (H_{PP}^A - H_{PP}^B)^2} - \sqrt{(X_T^A - X_T^B)^2 + (Y_T^A - Y_T^B)^2 + (H_T^A - H_T^B)^2} = PP^{Baasjoon} - T^{Baasjoon}. \quad (21.1)$$

$$\text{Mõõtkava viga} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{\varepsilon_i^{Baasjoon}}{T_i^{Baasjoon}}, \quad (21.2)$$

kus X , Y ja H on vastavalt koordinaadid ja kõrgus. Ülaindeksid A ja B tähistavad juhuslikku tähiste paari ning tähistused PP ja T viitavad vastavalt punktipilvele ning tähistele. Baasjooned arvutatakse kõikide võimalike tähiste paaride vahel (kokku on neid N tükki), kus punktipilvepõhiste baasjoonte aluseks on punktipilves määratud tähiste tsentrite koordinaadid. Ideaalis peaksid punktipilve ja tähiste põhjal määratud baasjooned olema võrdse pikkusega (ehk hälve ε on null), mis juhul on arvutatud mõõtkava vea väärtuseks null. Kui eeltoodud analüüs viitab aga olulisele mõõtkava veale, tuleb punktipilve mõõtkava korrigeerida. Seda saab teha näiteks vabavaralise tarkvaraga CloudCompare.

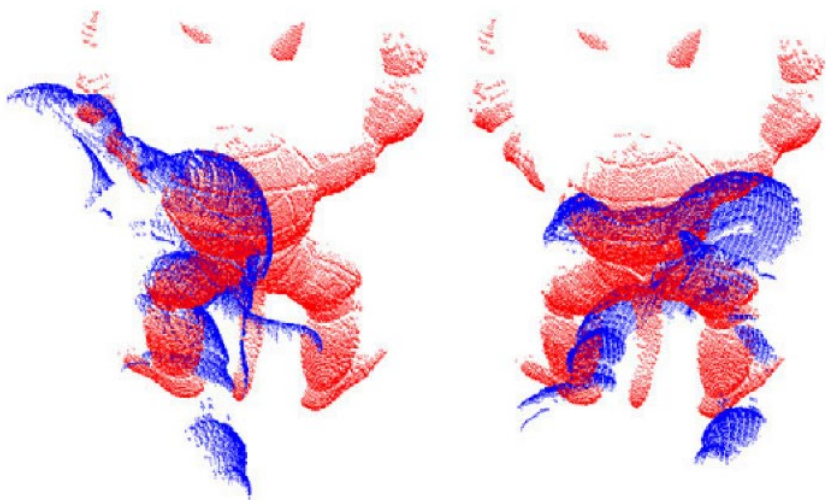
21.2. Osapilvede kokku registreerimine

Mõõdistustöö tulemuseks on laserskaneerimise seisudes mõõdistatud osapilved, mis tuleb omavahel ühtseks tervikuks kokku registreerida. Punktipilvede registreerimismeetodid saab jagada kaheks: tähisepõhine ja pilv-pilvega registreerimine. Esimesel juhul ühitatakse omavahel osapilvedest leitavad ühtsed skaneerimise tähised. Selline meetod on töökindlam, aga ka töömahukam kui pilv-pilvega registreerimine, eriti rohkete mõõdistusseisude korral. Seevastu pilv-pilvega registreerimise arvutused on ajamahukamad, kuid registreerimisalgoritmide töötamise ajal ei pea töö tegija arvuti juures viibima. Tähisepõhist registreerimismeetodit tasub eelistada, kui mõõdistustöö toimub lagedates välioludes, kuid ka olukordades, kus mõõdistusalal puuduvad

selgelt defineeritavad pinnad või objektid, mis on olulised pilv-pilvega registreerimise korrektsuse tagamiseks. Ehitusgeodeesia ja ehitusinfo modelleerimise kontekstis toimuvad mõõdistused tihti aga siseruumides, kus pilv-pilvega registreerimismeetod töötab hästi. Lisaks võib selliseid töid iseloomustada mõõdistusseisude rohkus, mistõttu tähisepõhine registreerimine ei pruugi praktilisest seisukohast teostatav olla.

Pilv-pilvega registreerimismeetodi saab omakorda kaheks jagada: globaalne ja detailregistreerimine. Globaalse registreerimise eesmärk on osapilvede omavaheline joondamine, mis ideaalis peaks olema esimeseks tööetapiks (praktilas tihti mitte), ja detailregistreerimist kasutatakse osapilvede omavaheliseks täpseks kokku sobitamiseks. Detailregistreerimise algoritmid baseeruvad tüüpiliselt iteratiivse lähima punkti (*iterative closest point*) meetodil (Besl ja McKay, 1992) või selle edasiarendustel. Sellel meetodil käib pilv-pilvega registreerimine valdavas osas komertstarkvarades (nt Leica Cyclone ja FARO SCENE), aga ka näiteks laialt kasutatavas vabavaralises tarkvaras CloudCompare.

Kuigi iteratiivse lähima punkti meetod on laialt kasutatav, ei ole see kaugeltki täiuslik. Meetodi suurim puudus on lokaalsete lahendite teke (vt nt Li jt, 2020). See tähendab, et mingis lokaalses piirkonnas sobivad osapilved omavahel hästi kokku, kuid tervikuna võivad need endiselt omavahel nihkes või pöördes olla. Joonis 21.5 kujutab näiteid kahest lõplikust registreerimistulemusest, mille korral on selge, et need tulemused on ebakorrektsed. Selleks, et lokaalseid lahendeid vältida, peavad osapilved enne detailregistreerimist omavahel joondatud olema (vt nt He jt, 2017). Kui kasutatav tarkvara ei võimalda automatiseeritud globaalset registreerimist, tuleb osapilved joondada manuaalselt. Siinjuures on oluline ka registreerimistulemuste



Joonis 21.5. Iteratiivse lähima punkti meetodi lokaalsete lahendite näited (Li jt, 2020).

visuaalne kontroll, mida tuleb kindlasti teha. Kuivõrd tarkvara esitatavad registreerimistulemuste täpsushinnangud ei erista lokaalseid lahendeid korrektsest registreerimisest, ei saa ainult numbrilisi hinnanguid usaldada. Juhul kui tulemuste korrektsus on visuaalse kinnituse saanud, on registreerimistulemuste täpsushinnangud hea punktiple kvaliteedi indikaator.

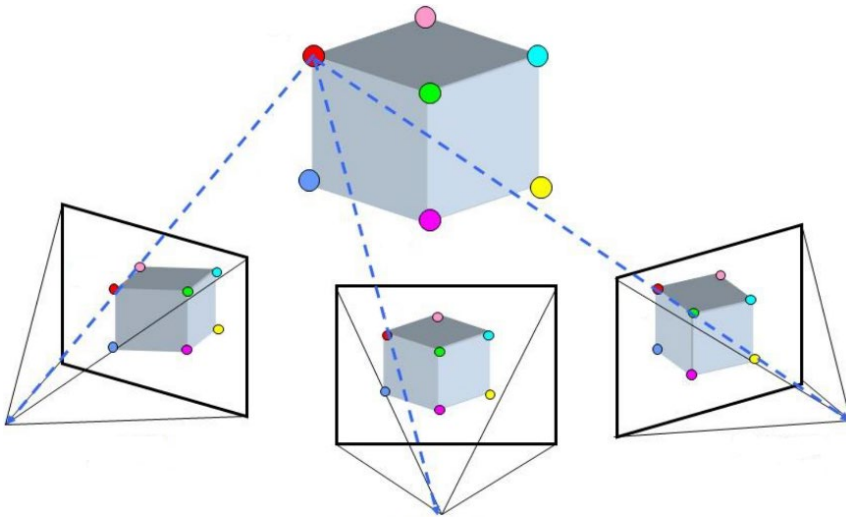
Varbla jt (2024) on uurinud pilv-pilvega registreerimismeetodi vigu hoonete punktiplevedes. Uuringu põhjal võib väita, et üks läbivaid veaallikaid on osapilvede registreerimine trepikodades, kus tehtud registreerimisvead (tõenäoliselt lokaalsed lahendid) põhjustavad tervete korruste süstemaatilisi kõrguslikke nihkeid, kaldeid ja pööride punktiplevedes. Tüüpiliselt jäid need vead umbes 5 cm suurusjärku (nt joonisel 20.2 oleva punktiple kolmanda korruse osa), kuid leiti ka suuremaid vigu. Seetõttu tuleb trepikodadele punktiplevedes lisatähelepanu pöörata. Oluline on siin rõhutada, et sellised vead punktiplevedes kanduvad edasi näiteks ehitusinfo mudelitesse, mis modelleeritakse punktiplevede baasil. Positiivse poole pealt näitasid tulemused aga seda, et tervete korruste ulatuses on võimalik tagada punktiplevedele paremat kui 1 cm (kuni mõni millimeeter) täpsust (standardhälbe järgi).

Peatükk 21 kontrollküsimused

1. Loetle põhimõtteid, mida tuleb staatilise laserskaneerimise mõõdistusel ja andmetööt-lusel järgida.
2. Loetle tegureid, mis mõjutavad staatilise laserskaneerimise baasil loodavate punktipil-vede täpsust.
3. Mis on kaks meetodit, millega saab skaneerimise seisudes mõõdistatud osapilved ter-vikuks kokku registreerida? Mis on nende meetodite eelised ja puudused ning millistes tingimustes võiks eelnevast tulenevalt kumbagi meetodit eelistada?
4. Milliste asjaoludega tuleb arvestada skaneerimistähiste kasutamisel ja skaneeri-misel?
5. Miks on oluline, et skaneerimise seisudes mõõdistatud osapilvede detailregistreerimi-sele eelnevalt oleksid need osapilved üksteise suhtes täpselt joondatud?

22. Droonipõhise fotogramm-meetria põhimõtted

Tänapäeva fotogramm-meetria tarkvaradele on modelleerimise piisavaks sisendiks struktureerimata hulk ülekattuvaid fotosid eri vaatepunktidest, mille põhjal tuletatakse mõõdistatava objekti geomeetria (vt joonis 22.1). Peamiselt kasutatavad meetodid on struktuuri genereerimine liikumisest (*structure from motion*) ja mitmevaateline stereopsia (*multi-view stereopsis*), mis tuginevad arvutinägemise ja klassikalise fotogramm-meetria põhimõtetele ning tulenevad sellest, kuidas me sügavust tajume. Liikudes esineb parallaks ehk eri kaugusel olevad objektid liiguvad vaateleja suhtes erinevalt ja meil on kaks silma ehk vaatepunkti – stereopsia.



Joonis 22.1. Geomeetria tuletamine fotode põhjal (modif. Yilmaz ja Karakuş, 2016).

Structure from motion fotogramm-meetria peamised andmetöötluse etapid on järgmised.

1. Detektoralgoritmid analüüsivad fotosid ja tuvastavad neil iseloomulikud punktid. Näitena võib tuua kahe eri materjali või värvitooni üleminekujoone, kus toimub järsk värvigradiendi muutus.
2. Iseloomulikud punktid on aluseks fotode ühisjoonte otsimisele. Kui mitmelt fotolt tuvastatakse sama elementi kujutav iseloomulik punkt, genereeritakse fotosid ühendav sõlmpunkt. Joonisel 22.1 oleva kuubi nurgad on sisuliselt selle näite sõlmpunktideks.
3. Ruumigeomeetria rekonstruktsiooni (*bundle adjustment*) käigus tuletatakse vabas süsteemis 2D-fotode põhjal 3D-ruumikoordinaadid – genereeritud sõlmpunktidest moodustub esialgne hõre punktipilv. Lisaks tuletatakse kaamera sisemised ja välimised pa-

rameetrid. Sisemised parameetrid on kaamera kalibreerimiskoeffitsiendid, mis kirjeldavad mingisse sobivasse matemaatilisse mudelisse sisestatuna kaamera sisemise geomeetria ja läätse põhjustatud moonutusi fotodel. Välimised parameetrid on kaamera positsioonid ja orientatsioonid fotode tegemise hetkel. Hõre punktipilv ja kaamera parameetrid arvutatakse iteratiivselt mingit sobivat kulufunktsiooni minimeerides (nt vähimruutude meetodil saab konstrueerida funktsiooni, mis minimeerib hälvet ruutude summat) ehk fotode põhjal tuletatakse matemaatiliselt optimaalne ruumigeomeetria lahend. Kuna see lahend luuakse ainult fotode põhjal, võib rekonstrueeritud ruumigeomeetria (st hõre punktipilv) tugevalt moonutatud olla. Oluline on mees pidada, et tarkvara esitatavad täpsushinnangud võivad jätta saavutatud täpsusest vale mulje, kuna need esitavad selles andmetöötluse faasis ainult modelleerimise seesmist terviklikkust. Tugeva seesmise terviklikkuse võib saavutada ka oluliselt moondunud ruumigeomeetria korral.

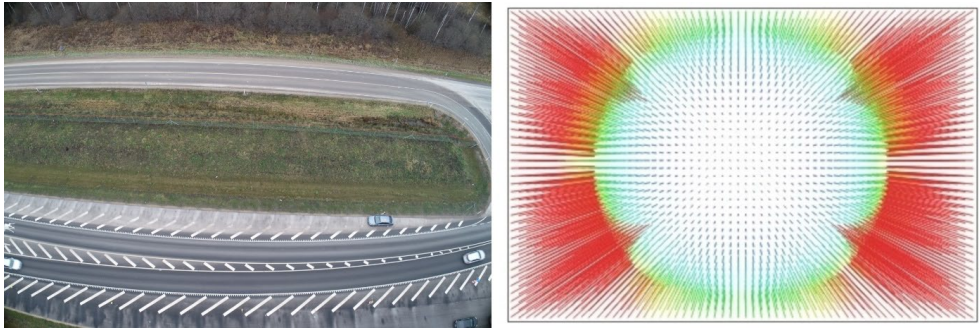
4. Valikuliselt (aga soovituslikult) võib andmetöötlusse lisada georefereerimise informatsiooni, mille abil saab täpsustada esialgset lahendit (st täpsustuvad hõreda punktipilve geomeetria ja kaamera parameetrid). Lisaks määratakse georefereerimise käigus igale hõreda punktipilve punktile koordinaadid kindlas süsteemis.
5. Edasised arvutused, mille aluseks on loodud hõre punktipilv. Näiteks võib esialgset punktipilve tihendada *multi-view stereopsis* põhimõttel, et see punktipilv oleks sobilik edasisteks rakendusteks. Seejärel võib saadud punktipilve põhjal arvutada ka näiteks kolmnurk-pinnamudeli (*mesh*).

Andmetöötluse eripära tõttu (st fotode ühisjoonte otsimine ja sõlmpunktide genereerimine) käitub fotogramm-meetiline modelleerimine kui automaatne filter. Modelleerida ei ole võimalik liikuvaid objekte (kui just ei kasutata mitut kaamerat, mille töö on sünkroonitud), näiteks mõõdistusalal olevaid inimesi, mistõttu need ei ilmu punktipilvedesse. See on oluline eelis laserskaneerimise ees, mis võib nõuda punktipilvede puhastamist. Järgnevad alajaotised käsitlevad lähemalt tegureid, mis mõjutavad fotode põhjal modelleeritud punktipilvede (üldistavalt kasutatakse ka lihtsalt terminit „mudel“, kuna andmetöötluseprodukte saab olla erinevaid) täpsust.

22.1. Kaamera kalibreerimine

Nagu mainitud, suudavad tänapäeva fotogramm-meetria tarkvarad arvutada geomeetria ainult fotode põhjal. Seevastu nii-öelda klassikaline fotogramm-meetria vajab geomeetria arvutusteks rohkem sisendandmeid, näiteks kaamera sisemisi parameetreid. Ka tänapäeva tarkvaradele saab lisa-lähteandmetena ette anda kaamera sisemised, aga ka välised parameetrid, mis võib oluliselt suurendada modelleeritud

punktipilvede täpsust. Kuna fotogramm-meetiline modelleerimine vajab moonutusteta fotosid, aga mitte ükski foto ei ole moonutusteta (näidet esitab joonis 22.2), on kaamera sisemiste parameetrite täpne määramine äärmiselt tähtis.



Joonis 22.2. Näide moonutatud fotost (vasakul) ja selle foto moonutuste skeem (paremal), kus võib märgata domineerivat radiaalset moonutust.

Kaamera sisemisi parameetreid saab tuletada näiteks empiiriliste kaamera kalibreerimismeetoditega (nimetatakse ka kaamera eel- või järelkalibreerimiseks), millest tuntuim on malelauda meetod. Sisuliselt tuleb teha kindla geomeetriaga objektist (nt malelaud) erineva vaatenurga alt fotode seeria. Kuna objekti geomeetria on teada, saab moonutustega fotod teadoleva geomeetriaga vastavusse seada, mis läbi on võimalik tuletada kaamera sisemised parameetrid, mida saab hiljem kasutada fotogramm-meetrilises andmetöötles (st antakse lähteandmetena ette) selle sama kaamera tehtud fotode moonutuste elimineerimisel. Näitena võib tuua Browni-Conrady kaamera mudeli (Brown, 1966), mis on üks tuntuimaid matemaatilisi mudeleid mittelineaarsete moonutuste kirjeldamiseks:

$$\begin{cases} \begin{bmatrix} \hat{x} \\ \hat{y} \end{bmatrix} = (1 + K_1 r^2 + K_2 r^4 + K_3 r^6) \cdot \begin{bmatrix} x \\ y \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 2P_1 xy + P_2(r^2 + 2x^2) \\ P_1(r^2 + 2y^2) + 2P_2 xy \end{bmatrix}; \\ r = \sqrt{(x - C_x)^2 + (y - C_y)^2}, \end{cases} \quad (22.1)$$

kus x ja y ning $\hat{x}$ ja $\hat{y}$ on vastavalt moonutatud ja moonutamata pikslite koordinaadid foto koordinaatsüsteemis. K_1 , K_2 ja K_3 on radiaalse ning P_1 ja P_2 tangentsiaalse moonutuse koefitsiendid. Parameetrid C_x ja C_y iseloomustavad pikslites foto peapunkti nihet foto keskpunkti suhtes. Foto peapunkt on koht fotol, kuhu projitseeritakse perspektiivitsenter ja kust määratakse fookuskaugust. Tänapäeval rakendatavad mate-

maatilised mudelid on tihti Browni-Conrady kaamera mudeli edasiarendused (kasutusel nt Agisoft Metashape tarkvaras), mis võimaldavad kaasata suuremat hulka kalibreerimiskoeffitsiente.

Empiirilised kalibreerimismeetodid võimaldavad tuletada kaamera sisemisi parameetreid suure täpsusega, kuid need on ajakulukad ja tavakasutajale keerulised. Lisaks tuleks kaamera kalibreerida enne või pärast igat mõõdistust, kuna kaamera sisemine geomeetria võib muutuda näiteks temperatuurimuutuste tõttu. Odavate kaamerate kasutamisel võib ka juhtuda, et kaamera sisemine geomeetria on ebastabiilne ja mõõdistuse ajal toimub kaamera detailide mõningane liikumine, mistõttu ei pruugi empiirilised kalibreerimismeetodid üldse töötada. Siinkohal tasub veel mainida, et tihti kalibreeritakse droonide kaamerad juba tehases ja fotode tegemisel kirjutatakse need parameetrid fotode metaandmetesse. Küll aga näitab praktika, et tehases määratud kaamera sisemised parameetrid on tihti ebatäpsemad kui need, mis leitakse andmetöötluse käigus kaamera isekalibreerimisel (käsitletakse järgmisena). Tabel 22.1 esitab ühe sellise näite, kus võib märgata olulisi erinevusi fookuskauguses (f) ja y -koordinaadi peapunkti nihkes (C_y). Seetõttu on soovitatav tehase kalibreerimisandmeid mitte usaldada ja rõhku tuleks panna hoopis mõõdistusmetoodikale (käsitletakse hiljem), et suurendada kaamera isekalibreerimise täpsust.

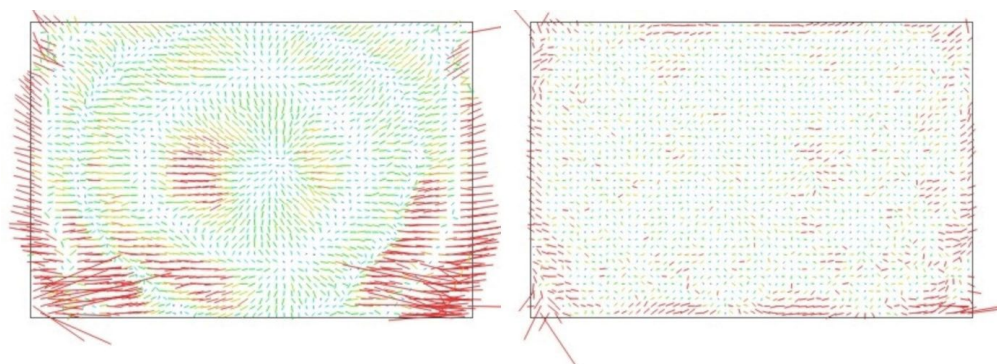
Tabel 22.1. Varbla jt (2021a) esitatud 50 m kõrguselt tehtud mõõdistusi kirjeldavad kaamera sisemised parameetrid (ehk kaamera kalibreerimiskoeffitsiendid). Tehases määratud koeffitsiendid on konstandid ega sõltu konkreetsest mõõdistustööst.

Koeffitsient	Tehases määratud	Isekalibreeritud (esimene mõõdistus)	Isekalibreeritud (teine mõõdistus)
Fookuskaugus f	3661,88	3655,81	3653,81
K_1 (10^{-1})	-2,67	-2,70	-2,69
K_2 (10^{-1})	1,17	1,20	1,17
K_3 (10^{-2})	-4,29	-5,03	-4,72
C_x	-25,36	-27,36	-27,28
C_y	-3,56	-16,79	-17,92
P_1 (10^{-4})	7,74	7,78	7,69
P_2 (10^{-4})	1,92	0,34	0,04

Peatükis 22 mainiti, et ruumigeomeetria rekonstruktsiooni käigus tuletatakse muu hulgas ka kaamera sisemised parameetrid. Seda nimetataksegi kaamera isekalibree-

rimiseks (kui sisemised parameetrid on määratud empiiriliselt, saab isekalibreerimise tööetapi vahele jätta). Kuna isekalibreerimine toimub automaatselt, on see tunduvalt kasutajasõbralikum kui empiiriliste meetodite kasutamine, kuid kaamera isekalibreerimine ei ole kindlasti täpne meetod. Kaamera isekalibreerimise ebatäpsused kanduvad edasi mudelitesse ja põhjustavad modelleeritud punktipilvede moonutusi, mis võivad avalduda nii lineaarselt (nt võib punktipilv olla kõrguslikult nihkes, selle mõõtkava ei pruugi olla korrektne või esinevad mudeli kalded ja pöörded) kui ka mittelineaarselt (nt võib mudel võtta kausja või kupli kuju). Kaamera isekalibreerimise täpsust saab oluliselt suurendada maapealsete kontrollpunktide andmetöötlusesse kaasamisega (georefereerimist käsitleb jaotis 22.2), aga ka tugeva mõõdistusgeomeetriaga (vt jaotis 22.3).

Joonise 22.3 vasakpoolne skeem kujutab kaamera isekalibreerimise järgseid foto jääkmoonutusi, mis avalduvad süstemaatiliselt, viidates tuletatud kaamera sisemiste parameetrite ebatäpsusele (otsene georefereerimine, kasutades RTK-GNSS võimekusega drooni). Sellised süstemaatilised jääkmoonutused põhjustavad omakorda moonutusi modelleeritud punktipilvedes. Joonise 22.3 parempoolne skeem kujutab alternatiivset olukorda, kus andmetöötlus tehti peaaegu identselt, kuid erisusena kaasati andmetöötlusesse ka üks maapealne kontrollpunkt (st integreeritud georefereerimine). Võib näha, et jääkmoonutuste magnituud on vähenenud ja jääkmoonutused on juhuslikud ehk nende süstemaatiline iseloom on kadunud. Fotogramm-meetria tarkvarade algoritmid saavad juhuslike jääkmoonutustega tunduvalt paremini hakkama kui süstemaatilistega.



Joonis 22.3. Joonisel 22.2 kujutatud foto jääkmoonutuste skeem pärast kaamera isekalibreerimisel tuletatud sisemiste parameetrite rakendamist olukorras, kus maapealseid kontrollpunkte ei kaasatud (vasakul), ja olukorras, kus andmetöötlusse kaasati ka üks maapealne kontrollpunkt (paremal). Sende skeemide moonutuste mõõtkava on umbes 1050 korda suurem kui joonise 22.2 skeemi oma ehk mõlemal juhul on jääkmoonutused oluliselt väiksemad esialgsetest foto moonutustest.

22.2. Maapealsete kontrollpunktide olulisus

Maapealsed kontrollpunktid on enne droonimõõdistust mõõdistusobjektile paigaldatud koordineeritud tähised (nt 50×50 cm mustvalged matid) või näiteks markervärviga joonistatud ristid. Samuti võib maapealsete kontrollpunktidenä kasutada tasasel pinnal olevaid lihtsasti äratuntavaid markeeringuid (nt teekattemärgistust). Oluline on siinjuures see, et fotodelt oleksid tähiste tsentrid (või muud markeeringud) selgelt tuvastatavad. Selliseid maapealseid kontrollpunkte kasutatakse kahel eesmärgil: modelleerimistulemuste georefereerimiseks ja valideerimiseks. Siinkohal tuleb märkida, et punkte, mida kasutati georefereerimiseks, ei tohi valideerimiseks enam kasutada, kuna modelleerimistulemusi tuleb valideerida sõltumatu andmestikuga.

Modelleerimistulemuste georefereerimisele saab läheneda kas punktipilve ainult transformeerides või kombineerides transformeerimist nii-öelda *bundle adjustment* tööetapi optimeerimisega (nt Agisoft Metashape tarkvaras võimaldab seda töökäsk *optimize camera alignment*). Transformeerimise käigus määratakse (või täpsustatakse) mudeli asukoht (st koordinaadid), orientatsioon ja mõõtkava, kuid mudeli geomeetria ei muutu. Kui lahend ka optimeeritakse, siis täpsustuvad nii esialgse hõreda punktipilve geomeetria kui ka kaamera parameetrid. Transformeerida saab mistahes andmetötluse produkti, kuid optimeerida on võimalik ainult esialgset hõredat punktipilve. Soovitav on lahend alati maapealsete kontrollpunktide abil optimeerida, kuna kaamera isekalibreerimine ei ole täpne meetod – maapealsed kontrollpunktid aitavad oluliselt mudelite moonutusi vähendada. Tähtis on aga jälgida, et maapealsete kontrollpunktide veahinnangud või kaalud ei oleks liialt kontrollpunktide poole kaldu. Kui mudelit liialt maapealsete kontrollpunktide järgi paika väänatakse, võivad tekkida lisamoonutused kontrollpunktidevahelistel aladel.

Georefereerimismeetodid saab jagada kolme gruppi:

- 1) kaudne georefereerimine;
- 2) otsene georefereerimine;
- 3) integreeritud georefereerimine.

Lisaks võib välja tuua olemasolevatel mudelitel põhineva registreerimise, kus esimene mudel georefereeritakse ühega eelmainitud meetoditest ja järgnevate aja epohhide mudelid registreeritakse esimese külge, kasutades mudelitevahelisi stabiilseid pindasid. Selline lähenemine võimaldab vähendada georefereerimisest tulenevate vigade mõju kahe mudeli võrdluses, mistõttu on see kasulik näiteks deformatsioonide monitooringul, kus mudelitevahelised erinevused kujutavad kahe ajaepohhi vahel toimunud muutuseid. Oluline on aga see, et mudelid peavad olema kas väheste või ühetaoliste moonutustega. Varbla jt (2021a) näitasid, et kui eri ajaepohhide mõõdistused on tehtud identsete mõõdistusparameetrite ja andmetötlusmeetoditega, siis

avalduvad moonutused ühetaoliselt. Seda asjaolu kinnitavad ka Varbla jt (2021b) uurimistulemused.

Kaudne georefereerimine tugineb ainult maapealsete kontrollpunktide kasutamisele, mis seatakse vastavusse loodavas mudelis (fotodel) olevate punktidega. Need mudeli osad, mis jäävad maapealsetest kontrollpunktidest kaugemale, georefereeritakse sõlmpunktide abil. See tähendab, et maapealsete kontrollpunktide mõju väheneb kontrollpunktidest kaugenedes, luues aluse mudeli jääkmoonutustele. Eeldusel, et maapealseid kontrollpunkte on piisav hulk ja nende paiknemine optimaalne, võib meetodiga saavutada suure täpsuse. Maapealsed kontrollpunktid toovad loodavasse mudelisse täpse informatsiooni mõõdistatava objekti või pinna geometria kohta, mis aitab kaasa ruumigeomeetria rekonstruktsiooni täpsustamisele. Teisalt on meetodi peamine puudus justnimelt maapealsetele kontrollpunktidele tuginemine, mille mõõdistamine on tihti välitöö aeganõudvaim etapp, aga oluline ajakulu tekib ka andmetöötlusel, kuna üldjuhul tuleb kontrollpunktid manuaalselt tuvastada ja mudeliga vastavusse seada. Tänapäeval eksisteerivad juba ka automaatsel tuvastamisel põhinevad lahendused, kuid need vajavad kas spetsiaalseid tähiseid või näiteks masinõppemeetodite rakendamist (vt nt Muradás Odriozola jt, 2024).

Minimaalselt vajab kaudne georefereerimine kolme maapealset kontrollpunkti, et määrata loodava mudeli asukoht, orientatsioon ja mõõtkava. Täpsete tulemuste saavutamiseks minimaalsest hulgast kontrollpunktidest aga üldjuhul ei piisa. Erandiks oleks vaid ideaalolukord, kus mudel on moonutusteta ja kontrollpunktid täpsed ning seega piisaks mudeli transformeerimisest.

Konkreetsed juhiseid maapealsete kontrollpunktide paigutamiseks on keeruline anda, kuna arvestama peab ka näiteks mõõdistatava maa-ala kuju ja suurusega ning lennukõrgusega maapinna suhtes. Seetõttu tuleb eri uuringutest lähtudes üldistusi teha (vt nt Martínez Carricondo jt, 2018; Santana jt, 2021).

- Horisontaalse täpsuse tagamiseks peavad mõned maapealsed kontrollpunktid asuma mõõdistusala servades, kuna kontrollpunktidest ümbritsetud alas on mudelil horisontaalsuunaliselt raskem moonuda.
- Vertikaalse täpsuse tagamiseks tuleb maapealsed kontrollpunktid paigutada üle mõõdistusala ühtlaselt. Ühtlane jaotus eeldab enam-vähem võrdseid kauguseid kontrollpunktide vahel, kusjuures nende paigutus võiks olla natukene ebakorrapärane. Mõningane ebakorrapärasus takistab jääkmoonutuste „vagude“ teket.
- Maapealseid kontrollpunkte ei tohi koondada ehk need ei tohi olla üksteisega liiga lähedastikku. Mitu lähedastikku asuvat kontrollpunkti ei oma eelist ühe kontrollpunkti ees.
- Hea oleks maapealseid kontrollpunkte mõõdistusalast ka natukene välja poole paigutada, et need piiraksid mõõdistatavat ala või objekti.

Oluline on ka maapealsete kontrollpunktide paigutamise tihedus, kuid siinkohal peab tõdema, et suure hulga erinevate uuringute hinnangud varieeruvad vahemikus üks

kontrollpunkt iga 500 kuni 10 000 m² kohta. Seetõttu tuleks kinni pidada reeglist, et mida väiksem on mõõdistatav maa-ala ja mida madalam on lennukõrgus, seda tihedamalt tuleb kontrollpunktid paigutada. Kehtib ka vastupidine ehk mida suurem on mõõdistatav maa-ala ja mida kõrgemal lennatakse, seda hõredamalt võib maapealseid kontrollpunkte paigutada. Kuna need reeglid on endiselt üsna ebamäärased, tuleb formuleerida järgmine lihtsustus.

- Maapealsete kontrollpunktide arv on olulisem kui nende tihedus. Sõltuvalt täpsuseesmärgist võiks nende arv jääda vahemikku 10–25. Kui eesmärk on suur täpsus, siis on vajalik suurem hulk maapealseid kontrollpunkte, kui täpsuses saab järele anda, võib leppida vähema hulga kontrollpunktidega.

Selle lihtsustuse puhul on oluliseks lisatingimuseks tugev mõõdistusgeomeetria (vt jaotis 22.3).

Erinevalt kaudsest georefereerimisest, ei vaja otsene georefereerimine maapealseid kontrollpunkte. Modelleerimistulemuste georefereerimiseks kasutatakse drooni pardal olevaid andureid, mille abil määratakse kaamera välimised parameetrid (st kaamera positsioon ja orientatsioon, mis salvestatakse fotode metaandmetesse), mida seejärel kasutatakse andmetöötluses lähteandmetena. Klassikaliselt olid anduriteks väikese täpsusega GNSS-seade ja inertsiaalandur ning kõrguste täpsustamiseks õhurõhuandur. Need võimaldasid heal juhul meetri suurusjärku otsese georefereerimise täpsust. Tänapäeval rakendatakse aga RTK-GNSS võimekusega droone, mis teoreetiliselt (st eeldades moonutuste tühist mõju) võimaldavad 1–2 cm otsese georefereerimise täpsust (Varbla jt, 2021b).

Võimalus loobuda maapealsetest kontrollpunktidest on otsese georefereerimise suurimaks eeliseks, kuna see hoiab kokku olulise aja mõõdistustöödel ja võimaldab andmetöötluse tervikuna automatiseerida. Maapealsete kontrollpunktide mittekasutamine on aga ka meetodi suurim ohukoht, sest andmetöötluse käigus ei ole informatsiooni mõõdistava objekti või pinna geomeetria kohta. Seetõttu tekivad reeglina olulised ebatäpsused kaamera isekalibreerimises (lähteandmetena kasutavad välised parameetrid ei ole täpsed), mis omakorda põhjustavad olulisi moonutusi loodavates mudelites. Tüüpilisemad moonutused on kõrguslikud nihked ja radiaalsed moonutused ehk mudelid võtavad kausja või kupli kuju (vt nt Peppa jt, 2019; Varbla jt, 2021a; Varbla jt, 2021b). Moonutused vähenevad märgatavalt tugeva mõõdistusgeomeetriaga (vt jaotis 22.3), kuid päris lahti neist kaamera isekalibreerimist kasutades saada ei ole võimalik. Kui otsesel georefereerimisel modelleeritud tulemusi ei ole valideeritud, siis detsimeetrist parema täpsuse lubamine sellistele mudelite ei ole mitte kuidagi põhjendatud. Kui mõõdistusgeomeetria on nõrk, võivad mudelite moonutused olla ka meetri (või enama) suurusjärgus. Täpseid mõõdistustõid silmas pidades tuleb otsest georefereerimist vältida. Otsene georefereerimine on põhjendatud ainult juhul, kui nõutav täpsus on väike või kui mõõdistamine on ohtlik,

näiteks seirates maalihke arengut. Kui eri ajaepohhide mõõdistused on tehtud identsete mõõdistusparameetrite ja andmetöötlusmeetoditega, võivad mudelite moonutused nende võrdlusest suuresti välja taanduda (Varbla jt, 2021a).

Kuivõrd otsene georefereerimine vajab modelleerimistulemuste valideerimiseks maapealseid kontrollpunkte (või mingit muud sobivat andmestiku), siis sama hästi võib need ka kohe andmetöötlusse kaasata. Meetodit, mis kombineerib kaudse ja otsese georefereerimise põhimõtteid, nimetatakse integreeritud georefereerimiseks. Vaid mõne üksiku maapealse kontrollpunkti kasutamisega andmetöötluses on võimalik saavutada suuremat modelleerimise täpsust kui korralikult tehtud kaudse georefereerimisega. Rakendades mõõdistusteks RTK-GNSS võimekusega droone, **tuleb** (äärmiselt oluline!) andmetöötlusesse kaasata vähemalt üks maapealne kontrollpunkt, mis aitab täpsustada ruumigeomeetria rekonstruktsiooni (meenuta foto jääkmoonutusi joonisel 22.3). Üldjuhul oleks mõistlik mõõdistusalale ühtlaselt jaotada kolm maapealset kontrollpunkti ja kaasata need andmetöötlusse, kusjuures oluline lisatingimus on tugev mõõdistusgeomeetria (vt jaotis 22.3). Kontrollpunktide arvuga ei tasu aga üle pingutada, kuna teatud piiriväärtust ületades modelleerimise täpsus enam ei suurene ja võib hoopis vähenema hakata modelleerimisandmete ülesobitamise tõttu (Liao ja Wood, 2020; Varbla jt, 2021a). Üleliigsete maapealsete kontrollpunktide mõõdistamine ja andmetöötlusse kaasamine tähendab lisa-ajakulu, mis ei too endaga kaasa kasu.

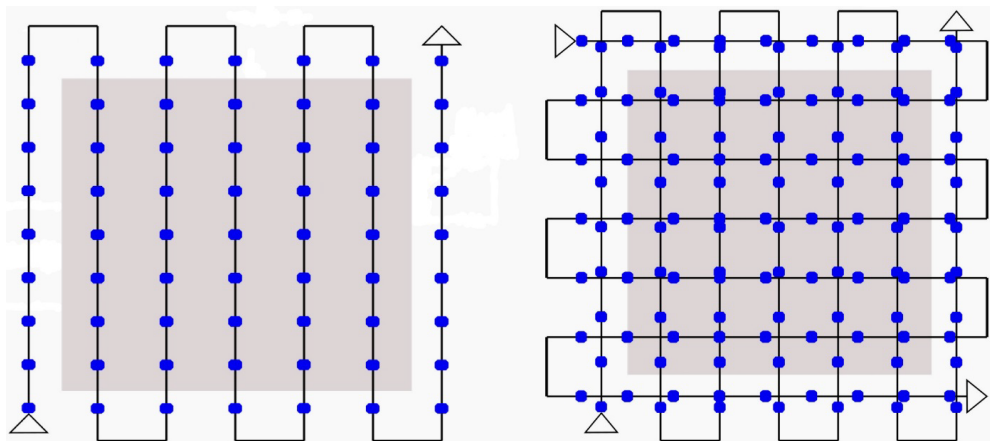
22.3. Soovitused droonimõõdistuse parameetrite valikuks

Mõõdistusparameetrite kogum tervikuna moodustab mõõdistusgeomeetria. Mõõdistusparameetrite all mõistetakse kaamera kaldenurka nadiirsuuna suhtes, lennutrajektoori ja -kõrgust ning fotode ülekattuvuse määra. Tugeva mõõdistusgeomeetria kõige tähtsam tingimus on selle koonduvus (st fotode normaaliid ehk vaatesuunad peavad omavahel lõikuma), aga määrav on ka fotode mitmekesisus (st erinevad kaldenurgad, lennusuunad ja -kõrgused), mis on olulised kaamera isekalibreerimiseks. Koonduv mõõdistusgeomeetria on esmatähtis radiaalsete vigade vältimiseks ehk kaamera radiaalse moonutuse koefitsientide täpseks määramiseks (James ja Robson, 2014).

Olukorras, kus kaamera on suunatud nadiiri, on kõikide fotode normaaliid paralleelsed ja mingit geomeetria koonduvust tekkida ei saa. Nadiiri suunatud kaamera korral on pea võimatu vältida mudelite radiaalseid moonutusi, kui lahendisse ei kaasata maapealseid kontrollpunkte. Seetõttu on geomeetria koonduvuse esimeseks eelduseks nadiiri suhtes nurga all suunatud kaamera, olenemata mõõdistatavast objektist või maa-alast (ka tasase maapinna puhul peab kaamera olema suunatud nadiiri suhtes nurga all). Üldjuhul võiks kaamera kaldenurk jääda vahemikku 20–45 kraadi.

Kui mõõdistatakse maapinda, võib kaldenurk olla väiksem, aga kui mõõdistus keskendub fassaadidele, siis see eeldab suuremat kaldenurka. Liialt suuri kaldenurkasid tuleb aga vältida, kuna niimoodi võib fotodele jääda taevas, mida fotogramm-meetria tarkvarad töödelda ei oska. Sellisel juhul tuleb taevas fotodel maskeerida, kuid see on lisatöö. Liialt suured kaldenurgad põhjustavad ka suuri erinevusi perspektiivis, mis raskendab samuti algoritmide tööd. Peale selle, et võib väheneda modelleerimistäpsus, väheneb suurte perspektiivierisuste korral ka modelleeritavate punktide arv. Seetõttu saadakse reeglina kõige tihedamad punktipilved nadiiri suunatud kaameraga. Parim lähenemine oleks seega kombineerida kaldenurga all olevaid fotosid nadiiri suunatud fotodega (tekkitab ka fotode mitmekesisuse), kuid topeltlend pikendab mõõdistuseks kuluvat aega.

Sarnaselt kaamera kaldenurgaga mõjutab ka lennutrajektor oluliselt geomeetria koonduvust. Üldjuhul leiab praktikas kasutust ühekordne edasi-tagasi stiilis lennutrajektor (vt joonis 22.4), kuid see ei pruugi olla piisav kaamera isekalibreerimise täpsuse tagamiseks. Kuivõrd koonduv geomeetria eeldab vaatesuundade mitmekesisust, võiks lennutrajektor sisaldada elemente (nt ringi- või ovaalikujuulisi), mis tagavad vaated mõõdistatava maa-ala tsentri suunas (vt nt Mueller jt, 2023). Kui drooni juhtimistarkvara ei võimalda selliste trajektoorielementide lisamist, siis kõige lihtsam vaste oleks asendada ühekordne edasi-tagasi stiilis lend kahekordse objektist ülelennuga (vt joonise 22.4, paremal). Sellisel juhul tekivad fotode normaalide ristumised, mida ühekordne lennutrajektor ei võimalda (vaatesuunad on ainult teineteise suunas). Tasub veel mainida, et kahekordne edasi-tagasi lennutrajektor võib kaasa aidata ka kaamera isekalibreerimisele, kui kaamera on suunatud nadiiri – abiks on sama ala kujutavate „maastik“- ja „portree“-tüüpi fotode kombineerimine.



Joonis 22.4. Ühe- (vasakul) ja kahekordne (paremal) edasi-tagasi stiilis lennutrajektor (modif. Pessacg jt, 2022). Sinised täpid kujutavad fotode tegemise kohti.

Nagu jaotises 22.2 juba mainitud, mõjutab lennukõrgus (maapinna suhtes) optimaalset maapealsete kontrollpunktide arvu. Olukorras, kus kasutada on võrdne (pigem vähene) arv maapealseid kontrollpunkte, võib kõrgemal lennates saavutada parema täpsuse, kuna fotodel kujutatav maa-ala on suurem (vt nt Santana jt, 2021; Varbla jt, 2021a). Seetõttu suureneb tõenäosus, et üks maapealne kontrollpunkt on nähtav rohkematel fotodel kui madalama lennu korral, mistõttu suureneb kontrollpunktide mõju lahendile. Seega on oluline parameeter ka kontrollpunktide arv foto kohta, mis suureneb lennukõrguse tõustes (eeldab maapealsete kontrollpunktide ühtlast jaotust). Kui integreeritud georefereerimise lahendisse kaasatakse ainult üks maapealne kontrollpunkt, võiks see sel põhjusel asuda mõõdistusala keskosas, kuna ääreosadel seob kontrollpunkt väiksemat hulka fotosid.

Peale selle, et lennukõrgus on seotud maapealsete kontrollpunktide ja nende mõjuga, mõjutab lennukõrgus kaamera isekalibreerimist ka teisel moel. Nimelt korreleerub isekalibreerimisel saadud kaamera fokaalpikkus tüüpiliselt lennukõrgusega, mis on eriti relevantne nadiiri vaatavate fotode kasutamisel. Vead fokaalpikkuse hinnanangus võivad põhjustada modelleerimistulemuste kõrguslikke nihkeid, kus vigade algallikaks ongi eelmainitud korreleeruvus. Korrelatsiooni saab välja viia, kui modelleerimisse kaasata eri lennukõrgustelt tehtud fotosid. Kui mõõdistatav maa-ala varieerub kõrguslikult, ei ole lennukõrguste varieerimine enam vajalik.

Siinkohal tasub selgitada, et mõõdistatava objekti geomeetria seab teatud pii-rangud sellele, kui palju loodav mudel moonduda saab. Seetõttu vajab lageda ja kõrguslikult ühtlase maa-ala mõõdistus tugevamat mõõdistusgeomeetriat kui näiteks hoone mõõdistus. Hoone enda geomeetria takistab mittelineaarsete (nt radiaalsete) moonutuste teket, kuid lineaarsed moonutused võivad endiselt tekkida.

Viimane mõõdistusparameeter, mida tuleb käsitleda, on fotode ülekattuvuse määr. Lähtetingimusena peab fotode ülekattuvus olema piisav, et neilt oleks võimalik leida fotodevahelisi sõlmpunkte, kuna vastasel juhul ei ole fotogramm-meetiline modelleerimine võimalik. Mida suurem on fotode ülekattuvus, seda rohkem tekib mõõdistusel fotosid – tekivad liigmõõtmised, mis toetavad täpset ruumigeomeetria rekonstrueerimist. Modelleeritud punktide täpsus suureneb fotode ülekattuvuse suurenedes, kuna iga punkt on määratud rohkemate fotode poolt. See on oluline enne-kõike vertikaalse täpsuse tagamiseks. Horisontaalpinnad ristuvad ligikaudu fotode normaalidega, mistõttu on punktide asukohta lihtsam määrata kui nende kõrgust.

Väga suure ülekattuvuse määra korral hakkab informatsioon aga liialt korduma, kuna fotode vaatepunktid jäävad väga lähestikku. See korduv informatsioon ei panusta oluliselt tulemuste parandamisse, aga pikeneb nii mõõdistuseks kui ka modelleerimiseks kuluv aeg. Fotode ülekattuvust on võimalik fotogramm-meetria tarkvarades analüüsida ja üleliigsed fotod saab andmetöötlusest välja jätta. Reeglina võiks fotode ülekattuvuse määr jääda vahemikku 60–80% nii rist- (st lennutrajektoori vaheline ülekattuvus) kui ka pikisuunaliselt (st lennutrajektoori suunaline

ülekatuvus). Suurenev ristsuunaline ülekatuvus pikendab lennuaega, kuna trajektoorid peavad olema tihedamalt, aga pikisuunaline mitte, kuna ülekatuvus määrab vaid selle, kui tihti fotosid tehakse. Seetõttu võiks pikisuunaline ülekatuvus olla alati 80% ja muuta tasub ainult ristsuunalist ülekatuvust.

22.4. Muud fotogramm-meetrilise modelleerimise täpsust mõjutavad tegurid

Eelnevad jaotised käsitlesid seda, mismoodi mõjutavad fotogramm-meetrilisest modelleerimisest tulenevad moonutused modelleerimise tulemusi. Tüüpiliselt on moonutustest tulenev mõju täpsusele domineeriv (eriti nõrga mõõdistusgeomeetria ja maaepalsete kontrollpunktide mittekaasamise korral), kuid loodavate punkt pilvede (või kolmnurk-pinnamudelite) täpsus ei sõltu ainult moonutuste magnituudist, vaid ka muudest teguritest. On selge, et modelleerimise täpsus sõltub suuresti modelleerimisel valitud täpsusastmetest, mida eristab üldjuhul ainult see, millise resolutsiooniga fotosid andmetöötluses kasutatakse. Kõrgemad täpsusastmed kasutavad kas fotode originaalresolutsiooni või suurendavad seda ja madalamad vähendavad resolutsiooni.

Detailide modelleerimise täpsus sõltub suuresti maapinna lahutusvõimest (*ground sampling distance*, GSD). Maapinna lahutusvõime näitab, kui suurt ala looduses kujutab üks piksel fotol. Maapinna lahutusvõime GSD (cm piksli kohta) saab nadiirsuunas arvutada järgmiselt:

$$GSD = \frac{H \cdot Sw \cdot 100}{imW \cdot Fl}, \quad (22.2)$$

kus H on lennukõrgus maapinnast (m), Sw sensori laius (mm), imW foto laius (piksel) ja Fl fookuskaugus (mm). Täpsustusena tasub mainida, et tabel 22.1 esitab fookuskaugust pikslites, mitte millimeetrites. Eeltoodu esitab maapinna lahutusvõime laiuks, kuid sama loogika kehtib ka piksli kõrgusmõõdu arvutamisel. Seoses tarkvarade täpsusastmetega sõltub efektiivne maapinna lahutusvõime fotode kasutatavast resolutsioonist.

Maapinna lahutusvõime määrab väikseima objekti mõõtmed, mida on võimalik modelleerida. Mudelist jäävad üldjuhul välja objektid ja detailid, mille mõõtmed on väiksemad kui umbes 2–3-kordne GSD, kuna nende kohta ei ole võimalik sõlmpunkte genereerida. Maapinna lahutusvõime määrab ära ka selle, kui üldistatud fotogramm-meetrilise modelleerimise tulemused on. Seetõttu jäävad fotogramm-meetrilisel meetodil modelleeritud objektide servad ja nurgad tihti kumerad. Tasa-

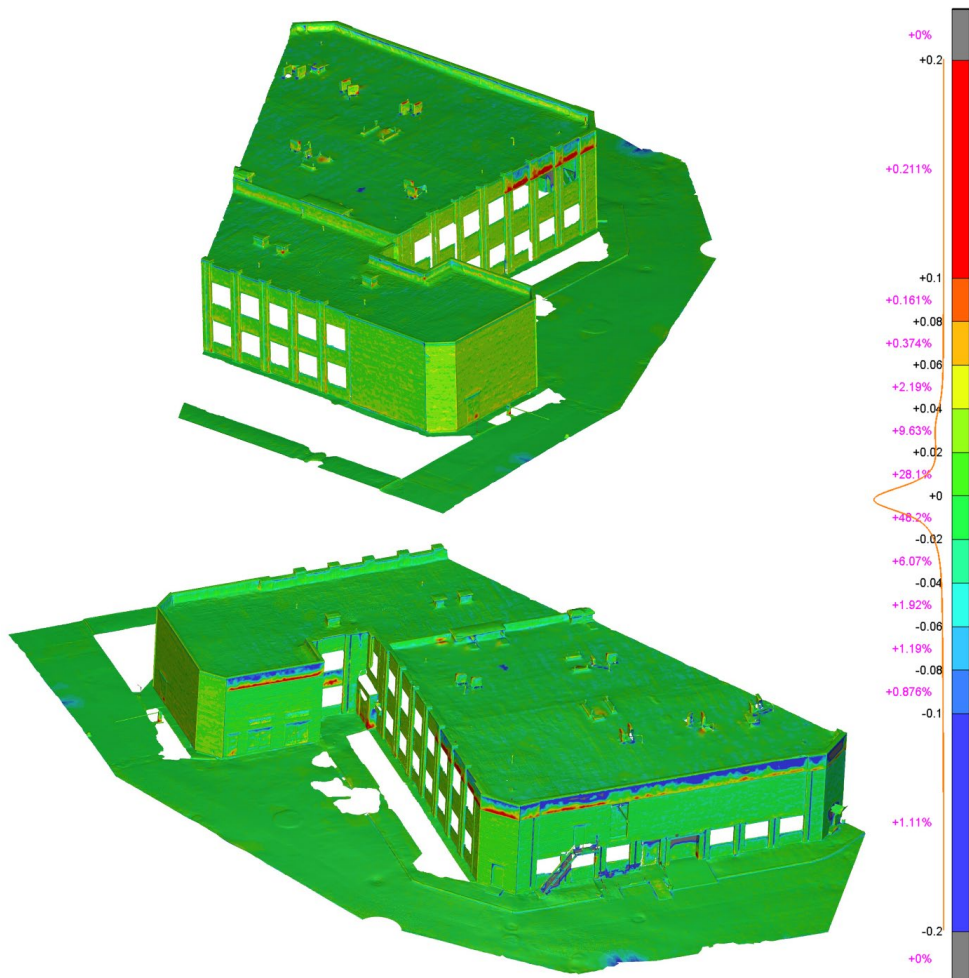
pindade modelleerimisel ei mängi maapinna lahutusvõime niivõrd olulist rolli. Tähtis on ka arvestada, et fotode tegemisel kaldenurga all maapinna lahutusvõime väheneb ehk arvestama peab kaldkaugust droonist, mitte lennukõrgust. Lisaks ei ole maapinna lahutusvõime terve foto ulatuses konstant, ka siis, kui foto on tehtud nadiirsuunaliselt – kaugus nadiirsuuna ja drooni vahel on alati väiksem kui kaugus foto nurkades kujutatud maapinnast (mõju avaldab kaamera vaatenurk foto laiuse/kõrguse mõistes). Kuna maapinna lahutusvõime sõltub lennukõrgusest, on oluline leida nende parameetrite vaheline kompromiss. Maapinna lahutusvõime suurenedes ja seega lennukõrguse vähenedes suureneb ka lennuaeg, eeldusel, et fotode ülekattuvus jääb samaks.

Nagu valem 22.2 näitab, mõjutab maapinna lahutusvõimet ja seega ka modelleerimise täpsust kaamera sensor. Modelleerimistulemusi mõjutab ka kaamera katiku tüüp. Digitaalfotograafia korral võib eristada ribakatikut (*rolling shutter*) ja globaalset katikut (*global shutter*). Ribakatikuga kaamerad skannivad fotod ribahaaval, mis põhjustab liikumisel foto moonutusi, kuna foto ülemine ja alumine serv ei vasta samale ajahetkele. Mida suurem on drooni lennukiirus, seda suuremad on fotode moonutused. Säärased moonutused, sarnaselt kaamera sisemise geomeetria ja läätse põhjustatud moonutustega, moonutavad omakorda modelleerimise tulemusi. Fotogramm-meetria tarkvarades saab üldjuhul arvestada vastavat parandit, mis aitab eemaldada ribakatiku põhjustatud moonutusi fotodel. Erinevalt ribakatikuga kaamerate, on globaalse katikuga kaamerate tehtud fotod terviklikud ehk kõik foto pikslid vastavad samale ajahetkele. Puuduseks on aga see, et tüüpiliselt põhjustab globaalne katik fotode suuremat taustmüra, mis võib vähendada modelleerimistäpsust. Üldjuhul on ribakatikuga kaamerad globaalse katikuga kaamerate odavamad.

Modelleerimistäpsust mõjutab oluliselt ka fotode kvaliteet. Ideaalis tuleks kasutada *.RAW formaadi originaalfaile, kuid see suurendaks fotode andmemahutu väga olulisel määral. Seetõttu on praktilisem kasutada näiteks *.JPG formaati konverditud (st kokku pakitud) fotosid, kuid konvertimisel tuleb arvestada, et osa originaalsest värvi-informatsioonist läheb kaduma. See võib omakorda vähendada iseloomulikke punkte, mida detektoralgoritmid fotodelt tuvastada suudavad.

Pärast mõõdistustöid on otstarbekas kogutud fotod üle kontrollida. Andmetötlusest tuleb välja jätta fotod, mis on udused ja halvasti valgustatud. Ka ei ole andmetötlusse mõtet kaasata fotosid, millel kujutatud pinnad peegeldavad (nt päikese tõttu) tugevalt. Probleeme võivad põhjustada ka varjud fotodel. Kui mõõdistustöö venib pikaks, liiguvad varjud olulisel määral, mis võib tekitada probleeme sõlm-punktide genereerimisel. Ka tugevad varjud ise võivad modelleerimise täpsust vähendada, kuna varjus olevate pindade toonid ühtlustuvad, mistõttu on raskendatud iseloomulike punktide tuvastamine. Seetõttu on natukene pilvine ilm droonimõõdistuseks sobivaim.

Sarnaselt varjus olevate pindadega, on fotogramm-meetrilisel meetodil keeruline täpselt modelleerida ühetaolisi pindasid, eriti kui need jäävad fotodel tekstuuri- tuks. Sellisel juhul ei tuvastata iseloomulikke punkte ega genereerita ka sõlmpunkte, mis moodustavad hõreda punktipilve. Kuna hõreda punktipilve geomeetria on alu- seks tihendatud punktipilve arvutustele (justkui alusraamistik edasisele modelleeri- misele), väheneb selliste pindade modelleerimise täpsus suuresti. Joonisel 22.5 ku- jutatud mudeli valideerimisvõrdluses võib näha kuni 2 dm suurusjärku vigu parapeti



Joonis 22.5. Tallinna Tehnikaülikooli Mektory hooneosa fotogramm-meetrilise modelleeri- mise ja staatilise laserskaneerimise erinevused (Varbla jt, 2021b). Sinised toonid tähistavad väljapoole ja punased sissepoole suunatud hälbeid laserskaneerimise suhtes. Värviskaala ühi- kud on meetrites, protsendid näitavad vastavate kõrvalekallete mahtu kõikide võrdluspunkti- tide mahu suhtes.

modelleerimises. Kohad, kus suured vead ilmnevad, on krohvpinnad, mis jäid fotodele ilma tekstuurita. Sarnased suured vead ilmnemiseks ka näiteks ehitusjärgus hoone vahtpolüstüreenplaatidega kaetud pindade modelleerimisel (Varbla jt, 2021b) ning Varbla jt (2021a) näitasid, et värskelt värvitud teekattemärgistuse täpne modelleerimine on samuti raskendatud. Kusjuures, kolm kuud pärast esimest mõõdistust tehti viimasest kordusmõõdistus, mil liikluse tõttu oli teekattemärgistus määrdunud (ehk tekkinud oli tekstuur), mis aitas oluliselt kaasa modelleerimise täpsuse tagamisele. Seega seavad vähese tekstuuriga ühetaolised pinnad olulise piirangu (eriti madala resolutsiooniga fotode korral) fotogramm-meetrilise meetodi rakendatavusele. Abiks võib olla näiteks lähifotode tegemine, et pinna tekstuur paremini esile tuua, aga ka suurem fotode ülekattuvuse määr.

Ka taimkatte modelleerimine on raskendatud sarnasel põhjusel nagu vähese tekstuuriga ühetaoliste pindade modelleerimine, kuna taimkate jääb fotodele ühetaolise massina. Pealegi muudab taimkate tuulega oma asendit ja kuju, mistõttu ei pruugi eksisteerida fotodevahelisi sõlmpunkte. Abi võib olla RTK-GNSS võimekusena droonide kasutamisest, kuna sellisel juhul on võrdlemisi täpselt teada kaamera välised parameetrid. Nende abil saab fotod lahendisse sobitada, mistõttu lihtsustub mõneti sõlmpunktide otsimine. Ka vähese tekstuuriga ühetaoliste pindade modelleerimine võib niimoodi paraneda.

Kõige lõpuks tuleb ära mainida valitud droonitüübi (vt jaotis 3.5) mõju. Kuna lennukitüüpi droonide kaamerad on suunatud tüüpiliselt nadiiri ja seda nurka muuta ei saa (modelleerimistäpsuse tagamise seisukohast oluline puudus), tasub suurt täpsust nõudvate tööde jaoks eelistada kopteritüüpi droone. Lennukitüüpi droonide kasutamist võib kaaluda näiteks suurte tee-objektide mõõdistamisel, kuid sellisel juhul peab suurendama jaotises 22.2 mainitud maapealsete kontrollpunktide arvu (nii kaudse kui ka integreeritud georefereerimise kasutamisel), et tagada modelleerimise täpsus.

Peatükk 22 kontrollküsimused

1. Kirjelda tänapäevase fotogramm-meetrilise andmetöötuse põhiskeemi.
2. Selgita mõistet „kaamera kalibreerimine“ ning kirjelda meetodeid selle sooritamiseks. Kuidas mõjutab kaamera kalibreerimine fotogramm-meetrilise modelleerimise tulemusi?
3. Milliste meetoditega saab fotogramm-meetrilisi mudeleid georefereerida kui fotod on tehtud drooniga? Mis on nende meetodite eelised ja puudused?
4. Millistes situatsioonides võib otsest georefereerimist aktsepteeritavaks pidada?
5. Milliseid põhimõtteid peab järgima, et tagada fotogramm-meetrilise modelleerimise kõrge täpsus kui fotod on tehtud drooniga?
6. Mis on tugeva mõõdistusgeomeetria kõige olulisem tingimus?
7. Selgita mõistet „maapinna lahutusvõime“. Kuidas mõjutab maapinna lahutusvõime fotogramm-meetrilise modelleerimise tulemusi?
8. Milliste pindade ja objektide modelleerimine on droonide põhise fotogramm-meetria rakendamisel raskendatud? Miks?

VIII OSA: TÖÖOHUTUS

23.1. Riskianalüüsi alused

Riskianalüüsi, mis hõlmab töökeskkonna üldkirjeldust ja riskitegurite hinnanguid, koostab iga ettevõtte eraldi, arvestades oma tööspetsiifikat. Samuti tuleb igal ettevõtetel koostada tööohutuse juhend, millega kõik töötajad on kohustatud tutvuma. Ehitusgeodeedid töötavad valdavalt ehitusobjektidel, kus tööohutuse eest vastutavad kas peaettevõtjad või ehituse allettevõtjad, kellele ehitusgeodeet vajalikke ehitusgeodeetilisi töid teeb. Ehitusobjektile saabudes tuleb ehitusgeodeedil end esitleda objekti juhatajale (või alltöövõtu tööde juhatajale), kirjeldada oma tööpiirkonda ja töö iseloomu ning läbida vastavalt vajadusele täiendav tööohutuse instruktaaz. Kui ehitusgeodeet töötab väljaspool ehitusplatsi, tuleb juhendada selle piirkonna ja vastava tööliigi tööohutuse nõuetest.

Ehitusgeodeetiliste tööde piirkonnad võib jagada nelja kategooriasse, millest igaühel on erinevad riskitegurid.

1. Ehitusgeodeetilised tööd väljaspool ehitusplatsi maastikul, kus riskiteguriteks on putukad (eeskätt puugid, aga allergilistel ka herilased ja mesilased), mürgised roomajad (rästik), kiskjad ja muud suured metsloomad (Eestis võib inimasustuse lähedal liikuda nt hunte, karusid ja põtru). Samuti on riskiteguriteks marutõbised loomad, hulkuvad koerad, kiilasjää, pikselöögid, tugeva tuulega murduvad puud ja lendavad esemed ning madal või erakordselt kõrge temperatuur.
2. Ehitusgeodeetilised tööd väljaspool ehitusplatsi auto- ja raudteedel, kus riskiteguriteks on peale eeltoodu ka liiklusvahendid.
3. Ehitusgeodeetilised tööd väljaspool ehitusplatsi tehnovõrkude uurimisel ja rajamisel, kus peamisteks riskiteguriteks on pinnase varisemine kaevikutesse, mürgised gaasid töödel kaevudes ja mahutites ning elektriohutus.
4. Ehitusgeodeetilised tööd ehitusplatsil, kus võivad esineda kõik eeltoodud riskitegurid ning peale selle veel ohud suurte masinate (nt buldooseriid, ekskavaatoriid, veoautod, vaiaarmid ja teerullid) töötsoonis, ohud ehitiste vahetus läheduses, kus võib midagi peale kukkuda, ja ohud töödel kõrgustes, nagu piiramata avasse kukkumise oht. Kõrguses asuval tööol on oluline riskitegur ka tugev tuul ja kiilasjää ning eriti nende koostoju, mis võib põhjustada ehituskonstruksioonilt või tellingult kukkumist.

23.2. Tööohutuse reeglid

Järgnevalt on loetletud ainult kõige olulisemad tööohutuse reeglid, neile järgnevates alajaotistes kirjeldatakse probleeme ka natukene spetsiifilisemalt. Üldisemad tööohutuse reeglid on järgmised.

- Põhilisteks kaitsevahenditeks on kaitsekiiver ja helkurvest, mida tuleb igal pool ehitusel kanda. Ehitusgeodeetidel peavad lisaks olema olemas sidevahendid (mobiiltelefon või lühimaa raadiosaatja/vastuvõtja).
- Mistahes töö on kategooriliselt keelatud selg ees liikumine.
- Talvisel ajal on soovitatav teha 10 min soojendusvaheajad:
 - temperatuuril $-8^{\circ}\text{C} \dots -13^{\circ}\text{C}$, kui tuule kiirus jääb vahemikku 8...18 m/s;
 - temperatuuril $-13^{\circ}\text{C} \dots -18^{\circ}\text{C}$, kui tuule kiirus jääb vahemikku 5...15 m/s;
 - temperatuuril alla -18°C olenemata tuule kiirusest.
- Töö tuleb katkestada:
 - temperatuuril $-8^{\circ}\text{C} \dots -13^{\circ}\text{C}$, kui tuule kiirus ületab 18 m/s;
 - temperatuuril $-13^{\circ}\text{C} \dots -18^{\circ}\text{C}$, kui tuule kiirus ületab 15 m/s;
 - temperatuuril $-18^{\circ}\text{C} \dots -25^{\circ}\text{C}$, kui tuule kiirus ületab 12 m/s;
 - temperatuuril $-25^{\circ}\text{C} \dots -30^{\circ}\text{C}$, kui tuule kiirus ületab 10 m/s;
 - temperatuuril alla -30°C olenemata tuule kiirusest.
- Äikese ajal on keelatud töö montaažihorisondil, välistellingutel ja kõrgepingeliinide ligiduses. Ka tugeva tuulega (üle 15 m/s) ei tohi välistellingutel viibida.
- Töödel ehitusdetailide ja -materjalide laoplatside vahetus läheduses tuleb veenduda nende riitade püsivuses.
- Kõrgtööle ei lubata alla 18 aasta vanuseid töötajaid, kusjuures kõrgtööd tuleb esimesel aastal teha kogenud töötaja juhendamisel. Kõrgtöö on näiteks töö sildkraanatee talal (üle 5 m kõrgusel), kus kukkumist ära hoidvaks põhivahendiks on ohutustraksid, mis on kinnitatud kindla ehitusdetaili või spetsiaalselt paigaldatud terastrossi külge vetruva trossi ja karabiinluku abil.
- Isikud, kes töötavad kõrgustes, peavad läbima meditsiinilise läbivaatuse vähemalt kord aastas.
- Tegevust, mis on seotud elektrijuhtmete ühendamise ja lahti ühendamisega, võivad teha ainult vastava ettevalmistuse saanud töötajad.

23.3. Ehitusplatsi juhtkonna kohustused ehitusplatsi organiseerimisel

Ehitusplatsil töötavad alltöövõtjad (sh ehitusgeodeedid) võivad nõuda peatöövõtjalt järgmiste probleemide lahendamist.

- Ohutsoonid peavad olema tähistatud. Alalisteks ohutsoonideks loetakse ehitatavate kõrgete ehitiste ligidased alad (ohutsoon objektist vähemalt 5 m ulatuses, aga võib olla kuni 25 m), koormuste tõstmise trajektooride ligidus (ohutsoon trajektoorist vähemalt 7 m ulatuses, aga võib olla kuni 30 m) ja alad isoleerimata elektrijuhtmete või nende projektsioonide ligidal (ohutsoon vähemalt 1,5 m ulatuses, aga võib olla kuni 9 m). Alalised ohutsoonid peavad olema ümbritsetud vähemalt 1,2 m kõrguste piiretega. Ohutsoonideks on ka kaitsepiireteta tööde horisondid (kaitsepiirde olemasolul sellest väljapoole jääv ala), töötavate või liikuvate masinate ja nende tööorganite ligidased alad ning kahjulike ainete ja intensiivse müra allikate ligidased alad. Tööde horisontide kaitsepiirded peavad olema servadest vähemalt 2 m kaugusel ja koosnema vähemalt kolmel kõrgusel (0,15 m, 0,7 m ja 1,2 m) asuvatest horisontaalsest elementidest. Avad vahelagedes peavad olema kaetud kindlate katetega, suurematel avadel peavad olema kaitsepiirded. Avadel seintes peavad olema kaitsepiirded.
- Pinnase või konstruktsioonide elektrisoojenduse piirkonnas on inimeste viibimine keelatud.
- Üle 1 m sügavuste kraavide, konveierite jms ületamiseks peavad olema paigaldatud käsipuudega käigusillad.
- Ligipääsuteed ja töökohad tuleb puhastada ehitusprahist; talvisel ajal ka lumest ja jääst.
- Kraanateede mõõdistamise ajaks peab trolliliin olema välja lülitatud ning selle lüliti lukustatud ja varustatud sildiga „MITTE LÜLITADA, INIMESD TÖÖTAVAD“.
- Ainult materjalide transpordiks ette nähtud vahendeid (nt kraanad, konveierid ja materjalitõstukid) ei tohi kasutada inimeste transpordiks.
- Ruumides, kus hoitakse, valmistatakse või kasutatakse polümeerseid materjale, mis võivad eritada tule- või plahvatusohtlikke gaase, võib kasutada ainult plahvatusohutuid digitaal- ja laserinstrumente või optilisi instrumente ja plastikaatrulette. Sellised ruumid peavad olema vastavalt tähistatud.

23.4. Tööohutus mullatööde piirkonnas ning tehnovõrkude mõõdistamisel ja rajamisel

Arvestama peab järgmiste tööohutuse reeglitega.

- Pinnasereeperite rajamisel peab peale ehitusgeodeedi viibima kohal ka objekti peaetevõtja ja vajaduse korral gaasi-, side- või elektriettevõtte vastutav esindaja. Lõhkeainete või tööjoonistele märkimata maa-aluste tehnovõrkude avastamisel tuleb tööd viivitamatult katkestada.
- Vertikaalsete seintega tranšeede ja kaevikute rajamine on lubatud nende sügavusel kuni 1 m liivapinnastes, 1,25 m saviliivades ja 1,5 m savides. Toestuseta sügavamaid vertikaalseintega tranšeesid ja kaevikuid loetakse ohtlikeks.
- Ehitusgeodeetilised tööd pinnasereeperite rajamisel šurfirmisega, kaevikutes ja tranšeedes tuleb katkestada, kui šurfi, tranšee või kaeviku seintes avastatakse suuri maa-kive või pinnasepragusid.
- Mullatööde tegemisel kaablite piirkonnas võib kasutada ainult labidaid, vältida tuleb järske lööke. Kangide, kirkade ja pneumaatiliste või elektriliste löökinstrumentide kasutamine on keelatud.
- Punktide kindlustamine üle 30 cm pikkuste vaiade või metalltorude ja terasvarrastega on keelatud, kuna need võivad tabada kaableid.
- Kohtades, kus on võimalik mürgiste gaaside ilmnemine (nt šurfid, tranšeed, kaevud ja mahutid), peab objekti juhtkond tagama õhu analüüsi. Mürgiste gaaside ilmnemisel tuleb töötajad viivitamatult evakueerida ja objekti juhtkond peab tagama piirkonna tuulutamise. Kategooriliselt on keelatud kontrollida gaasi olemasolu põleva eseme viskamisega.
- Töödel šurfides, kaevudes ja mahutites tuleb vajaduse korral kasutada voolik-gaasimaske, kusjuures kaks tugevat töötajat väljaspool nimetatud piirkonda peavad julgestama igat ohupiirkonnas olevat töötajat, hoides tema julgestustraksid külge kinnitatud köisi.
- Kaevu luuk tuleb avada selleks ette nähtud vahenditega. Kui kaev on avatud, siis tuleb jälgida, et keegi sinna ei kukuks. Kui kaev asub sõiduteel, tuleb ligineva liikluse poole paigutada hoiatusmärk (nt ohukoonus).
- Ehitusgeodeet peab hoidma oma varustuse vähemalt 1 m kaugusel kaevust.
- Vajalikke lisaesemeid võib kaevus olevale töötajale saata ainult nööriaga.
- Maa-aluste tehnovõrkude otsimisel elektromagnetilise aparaadiga, millega töötaja peab kasutama kõrvaklappe, on vajalik teise töötaja juuresolu, kes otsijat liikluse eest hoiataks, kuna viimane ei kuule kõrvaklappide tõttu autosignaale.

23.5. Tööohutus hoonete rajamisel

Arvestama peab järgmiste tööohutuse reeglitega.

- Ehitusgeodeetilisi töid montaažihorisondil tohib teha alles pärast kõikide konstruktsioonide kindlat kinnitamist.
- Ehitusgeodeetilisi töid ei tohi teha tööde sektsioonis korrusel, millest ülemisel korrusel toimub postide või seinapaneelide montaaž. Tõstukit, mis asub haardealas, kus toimub montaaž, ei tohi kasutada.
- Töö ajal korstnas, tornis või liftišahtis, kui ka ülalpool tehakse mingeid töid, peavad need kaks tööhorisonti olema eraldatud kindla lauskattega.
- Kui tööd montaažihorisondil on lõpetatud või katkestatud, tuleb kõik instrumendid ja töövahendid sealt ära viia. Montaažihorisondilt ei tohi esemeid alla visata.
- Toetusel asfaldile peavad kantavate redelite alumistel otstel olema metallteravikud, aga toetusel siledale betoonile või keraamilistele plaatidele kummiotsakud. Redelite ülemised otsad tuleb kinnitada kindlate detailide külge (nt tellingud, karkassi elemendid või tõsteasad). Redelite tõusunurk ei tohiks ületada 75°. Kui redelite kõrgus ületab 5 m, siis alates 3 m kõrgusest peavad neil olema kaitsekaared.
- Tellingute mahavõtmise piirkonnas on keelatud viibida inimestel, kes seda tööd ei tee.

23.6. Tööohutus automagistraalidel ja raudteedel

Arvestama peab järgmiste tööohutuse reeglitega.

- Enne tööde tegemist tuleb hankida luba automagistraali või raudteed haldavalt organisatsioonilt koos vastava instruktaažiga tööohutuse kohta.
- Töötamine on keelatud udu, tuisu ja äikese korral.
- Töötajad peavad kandma helkurveste.
- Teedele on keelatud jätta valveta instrumente ja muid seadmeid.
- Tööl automagistraalidel ja raudteedel peab brigaadi koosseisus olema vastavalt kaks reguleerijat või signaliseerijat, kes on vabastatud kõikidest muudest kohustustest. Automagistraalil peavad reguleerijad olema 50–100 m kummalgi pool töötavat brigaadi. Raudteel peavad signaliseerijad olema võimelised nägema rongi vähemalt kilomeetri kauguselt. Rongi lähenemisel peab signaliseerija andma varem kokku lepitud signaali, pärast mida tuleb kõikidel töötajatel lahkuda raudteelt vähemalt 2 m kaugusele äärmisest rööpast.
- Piki raudteed tohib liikuda ainult mööda muldkeha alumist serva.
- Keelatud on läbi ronida vagunite alt ja seisvate vagunite puhvrite vahelt, kui vagunite vahemaa on alla 5 m.

Lõppsõna

Käesolev Ehitusgeodeesia õpik kajastab geodeetilisi töid ehitise terve elukaare (ehitusprojekti staadiumid, märkimistööd, digitaalne teostusmudel, ehitise deformatsioonide uurimine ning korrashoid) kontekstis. Seda täiendab mõõdistusandmete tõlgendamine, teatavate kriteeriumite järgi süstematiseerimine, täpsushinnangud, analüüsimine ning visualiseerimine. Õpikus käsitletakse ka tööhutust geodeetilistel töödel ehituses ja seonduva riskianalüüsi koostamist. Õppematerjal vastab Tallinna Tehnikaülikooli teedeehituse ja geodeesia õppekava ehitusgeodeesia peaeriala programmi sisule. Ehitusgeodeesia kui tehniline distsipliin on aga tunduvalt laiem. Näiteks jäävad õpikust kõrvale geodeetilised tööd mahutite rajamisel, mitmesuguste seadmete montaažil, teede ehitusel, vesiehitiste ja sildade rajamisel ning üht-teist muudki. Osa eelnevast loetelust käsitletakse aga peaeriala programmis eraldi ainetena või mõne teise aine koosseisus, kuid ehitusgeodeesia on niivõrd laiahaardeline ja keerukas, et seda tervikuna ühe ainenäitega õpetada vist ei saagi. On ju see aine oma mitmekesisuses õppijale palju intellektuaalseid väljakutseid pakkuv, võrreldes näiteks mitme teise geodeesiaharu võrdlemisi standardsete lahenditega.

Mida enam saadakse aga ehitusgeodeesia alal praktilisi kogemusi, seda rohkem pakub rahuldust kõikvõimalike ülesannete lahenduste lõputu mitmekesisus. Vähe sellest, et ehitusgeodeesia on mitmekesine, on see võrreldes teiste geodeesiaharudega ka oluliselt kiiremini muutuv, kaasates pidevalt uut tehnoloogiat ja meetodeid ning pakkudes seeläbi täiendavaid väljakutseid. Seetõttu võtab õpik arvesse digiehituse hiljutisi arenguid Eestis ja Põhjamaades. Kaasaegsed geodeetilised tehnoloogiad on olulised andmehõives, mis omakorda on vajalikuks sisendiks ehitusinfo modelleerimisel (BIM – *Building Information Modeling*) ning ehitatud keskkonnast digitaalsete kaksikute loomisel. Nii on õpiku üks terve osa pühendatud massandmekorje meetoditele. Kuivõrd ehitusinfo modelleerimine ja BIM rakendused toetuvad suuresti just viimasele, seondub käesolev õpiku osa tugevalt ehitusinseneeriaga ka laiemalt. Õpikus leiavad käsitlust ehitusgeodeetiliste andmete hõive optimeerimine, andmetöötlus ja selle meetodid ning praktilised väljundid BIM sisendina selle eri rakendustes. Seega toetab õpik ka kaasaja trende ehitusprotsesside digitaliseerimisel, mis on suunatud teostusmudelite loomisele ja kasutamisele ehitise haldamisel läbi kogu tema elukaare.

Viidatud kirjandus

1. AISC-303-16 (varasem versioon AISC 303-05). Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges. Chicago, American Institute of Steel Construction. Building Transportation Standards and Guidelines, Salem NY: National Elevator Industry. Inc. 2016 (Praktilised juhised terashoonete ja sildade rajamisel).
2. Alizadeh-Khameneh, M. A.; Horemuž, M.; Jensen, A. B. O.; Andersson, J. V. (2018). Optimal vertical placement of total station. *Journal of Surveying Engineering*, 144 (3), #06018001. DOI: 10.1061/(ASCE)SU.1943-5428.0000255.
3. Al-Rawabdeh, A.; Moussa, A.; Foroutan, M.; El-Sheimy, N.; Habib, A. (2017). Time series UAV image-based point clouds for landslide progression evaluation applications. *Sensors*, 17 (10), #2378. DOI: 10.3390/s17102378.
4. Alshawabkeh, Y.; Baik, A.; Miky, Y. (2021). Integration of laser scanner and photogrammetry for heritage BIM enhancement. *ISPRS International Journal of Geo-Information*, 10 (5), #316. DOI: 10.3390/ijgi10050316.
5. Askar, C.; Scheider, A.; Sternberg, H. (2023). Evaluation of a state-of-the-art indoor mobile mapping system in a complex indoor environment. *ZfV – Journal for Geodesy, Geoinformation and Land Management*, 2023 (5), 300–309. DOI: 10.12902/zfv-0445-2023.
6. Avakjan, V. V. (2014). Лекции по прикладной геодезии, часть 1 (Rakendusgeodeesia loengud, 1. osa). Moskva: Vene Föderatsiooni haridus- ja teadusministeerium.
7. Avakjan, V. V. (2016). Прикладная геодезия: технологии инженерно-геодезических работ (Rakendusgeodeesia: insenertehnoliste geodeetiliste tööde tehnoloogia). Moskva: Инфра-Инженерия.
8. Beljajev, A.; Tolstoi, M. (1965). Ehituskonstruksioonide montaaž. Tallinn: Eesti Raamat.
9. Besl, P. J.; McKay, N. D. (1992). A method for registration of 3-D shapes. *IEEE Transactions on Pattern Analysis and Machine Intelligence*, 14 (2), 239–256. DOI: 10.1109/34.121791.
10. Bolkas, D.; Martinez, A. (2018). Effect of target color and scanning geometry on terrestrial LiDAR point-cloud noise and plane fitting. *Journal of Applied Geodesy*, 12 (1), 109–127. DOI: 10.1515/jag-2017-0034.
11. Bolšakov, V. D.; Levčuk, G. P.; Novak, V. E.; Lebedev, N. N.; Bakanova, V. V.; Glovov, G. F.; Markuze, Y. I.; Piskunov, M. E.; Zaccarinnyj, A. V.; Bronštejn, G. S.; Zajcev, A. K.; Ključin, E. B.; Klimov, O. D.; Jambaev, H. K.; Barkov, D. P.; Mihelev, D. Š.; Marfenko, S. V.; Gorbenko, O. I.; Vasjutinskij, I. Y.; Buš, V. V. (1980). Справочное

- руководство по инженерно-геодезическим работам (Insenertehniliste geodeetiliste tööde käsiraamat). Moskva: Недра.
12. Bolšakov, V. D.; Levčuk, G. P. (1985). Справочник геодезиста, издание 3 (Geodeedi käsiraamat, 3. trükk). Moskva: Недра.
 13. Brait, P. I. (1965). Геодезические методы измерения деформации оснований и сооружений (Geodeetilised meetodid vundamentide ja konstruktsioonide deformatsioonide määramiseks). Moskva: Недра.
 14. Breach, M. (1997). Global Positioning System. Nottingham: Nottingham Trenti Ülikool.
 15. Brown, D. C. (1966). Decentering distortion of lenses. *Photogrammetric engineering*, 32 (3), 444–462.
 16. Bryn, M. J.; Afonin, D. A.; Bogomolova, N. N. (2017). Geodetic monitoring of deformation of building surrounding an underground construction. *Procedia Engineering*, 189, 386–392. DOI: 10.1016/j.proeng.2017.05.061.
 17. Buš, V. V.; Kalugin, V. V.; Saar, A. I. (1985). Геодезические работы при строительстве сооружений башенного типа (Geodeetilised tööd tornitüüpi ehitiste ehitusel). Moskva: Недра.
 18. Caldera, S.; Barindelli, S.; Sansò, F.; Pardi, L. (2022). Monitoring of structures and infrastructures by low-cost GNSS receivers. *Applied Sciences*, 12 (23), #12468. DOI: 10.3390/app122312468.
 19. Chmelina, K.; Rabensteiner, K.; Charalambides, A. (2016). Deformation monitoring and monitoring data management at the metro project Cityringen Copenhagen. 3rd Joint International Symposium on Deformation Monitoring, Viin, Austria, 30. märts kuni 1. aprill, 2016. Allikas: https://www.fig.net/resources/proceedings/2016/2016_03_jisdms_pdf/nonreviewed/JISDM_2016_submission_4.pdf (viimati külastatud 29.06.2024).
 20. Dennig, D.; Bureick, J.; Link, J.; Diener, D.; Hesse, C.; Neumann, I. (2017). Comprehensive and highly accurate measurements of crane runways, profiles and fastenings. *Sensors*, 17 (5), #1118. DOI: 10.3390/s17051118.
 21. Dumalski, A.; Hejbudzka, K.; Łata, P.; Zienkiewicz, M. H. (2013). Classical and laser scanner methods in determining slender objects verticality. *Geographic Information Systems Conference and Exhibition “GIS Odyssey 2013”*, Crikvenica, Horvaatia, 1. kuni 5. september, 2013.
 22. Ellmann, A.; Kütimets, K.; Varbla, S.; Väli, E.; Kanter, S. (2022). Advancements in underground mine surveys by using SLAM-enabled handheld laser scanners. *Survey Review*, 54 (385), 363–374. DOI: 10.1080/00396265.2021.1944545.
 23. EM 1110-2-1009 (2018). US Army Corps of Engineering. Structural Deformation Surveying. (Rajatiste deformatsioonide mõõdistamine.)

24. EM 1110-1-1005 (2007) US Army Corps of Engineering. Control and Topographic Surveying. (Kontroll- ja topograafiline mõõdistamine).
25. EPN-ENV 3.1.1. Teraskonstruksioonid. Osa 1.1: Hoonete teraskonstruksioonide projekteerimiseeskirjad.
26. EVS-EN 13670:2010 Betoonstruktsioonide ehitamine. Eesti Standardikeskus.
27. Ganšin, V. N.; Storoženko, A. F.; Budenkov, N. A.; Ilyin, A. G.; Tsyunko, V. I. (1991). Геодезические методы измерения вертикальных смещений сооружений и анализ устойчивости реперов, издание 2 (Rajatiste verikaalnihete mõõtmise geodeetilised meetodid ja reeperite püsivuse analüüs, 2. trükk). Moskva: Недра.
28. Garget, D. (2005). Testing of robotic total stations for dynamic tracking. Bakalaureusetöö. Toowoomba: Lõuna-Queenslandi Ülikool. Allikas: <https://core.ac.uk/reader/11034930> (viimati külastatud 15.05.2024).
29. ГОСТ 22845-85. Лифты электрические пассажирские и грузовые (elektrilised inimveo ja kaubaveo liftid).
30. ГОСТ 24846-2019 (varasem versioon ГОСТ 58941-81). Грунты. Методы измерения деформаций оснований зданий и сооружений. Ehitiste ja rajatiste aluste deformatsioonide mõõtmise meetodid.
31. ГОСТ Р 58941-2020 Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Правила выполнения измерений. Общие положения. „Geomeetriliste parameetrite täpsuse tagamine ehitustegevuses“.
32. Haljend, E. (2020). Sildkraanatee laserskanneriga mõõdistamise täpsuse aprobeerimine. Magistritöö. Tallinn: Tallinna Tehnikaülikool. Allikas: <https://digikogu.taltech.ee/et/Item/fea77e1c-950c-44b9-a4d2-3214f65f076a> (viimati külastatud 03.06.2024).
33. He, Y.; Liang, B.; Yang, J.; Li, S.; He, J. (2017). An iterative closest points algorithm for registration of 3D laser scanner point clouds with geometric features. *Sensors*, 17 (8), #1862. DOI: 10.3390/s17081862.
34. Horemuž, M.; Jansson, P. (2017). Optimum establishment of total station. *Journal of Surveying Engineering*, 143 (2), #06016004. DOI: 10.1061/(ASCE)SU.1943-5428.0000207.
35. Inaudi, D.; Casanova, N.; Vurpillot, S.; Kronenberg, P.; Martinola, G.; Steinmann, G.; Mathier, J.-F. (1999). SOFO: structural monitoring with fiber optic sensors. FIB, “Monitoring and Safety Evaluation of Existing Concrete Structures”, Viin, Austria, 12. kuni 13. veebruar, 1999. Allikas: <https://roctest.com/wp-content/uploads/2017/01/c33.pdf> (viimati külastatud 30.06.2024).
36. Insley, J. (2008). The tale of the great theodolites. FIG Working Week 2008, Stockholm, Rootsi, 14-19.06, 2008. Allikas: <https://www.fig.net/resources/proceedings/>

fig_proceedings /fig2008/papers/hs03/hs03_01_insley_2838.pdf (viimati külastatud 07.05.2024).

37. ISO 4463-1:1989. Measurement methods for building – setting out and measurement (Mõõdistusmeetodid ehitustöödel – Märkimine ja mõõdistamine).
38. ISO 12488-1:2012 Cranes – Tolerances for wheels and traavel and traversing tracks – Part 1: General (Kraanad, sõidurataste ja käiguteede tolerantsid – I osa: Üldmõisted).
39. Jaanisoo, E. (1971). Maa-aluste seadmete ja kommunikatsioonide mõõdistamine ja uurimine. Tallinn: Eesti NSV Kõrgema ja Keskerihariduse Ministeerium.
40. James, M. R.; Robson, S. (2014). Mitigating systematic error in topographic models derived from UAV and ground-based image networks. *Earth Surface Processes and Landforms*, 39 (10), 1413–1420. DOI: 10.1002/esp.3609.
41. Jerjomina, A. (2024). Maa-aluste tehnovõrkude teostusmõõdistamine madala hinnaklassi LiDAR sensoriga. Magistritöö. Tallinn. Tallinna Tehnikaülikool. Allikas: <https://digikogu.taltech.ee/en/Item/9d075e80-10c6-4a38-a192-c82016c8b0e8> (viimati külastatud 13.03.2025)
42. Jo, Y. H.; Hong, S. (2019). Three-dimensional digital documentation of cultural heritage site based on the convergence of terrestrial laser scanning and unmanned aerial vehicle photogrammetry. *ISPRS International Journal of Geo-Information*, 8 (2), #53. DOI: 10.3390/ijgi8020053.
43. Jürgenson, H. (1995). Eesti põhi- ja baaskaardi projektsioon ja tasapinnaliste ristkoordinaatide süsteem. Tartu: Maa-amet.
44. Jürgenson, H. Elektrontahhümeetria. Loengumaterjalid. EMÜ, Geomaatika osakond. Tartu, 2009.
45. Kala, V. (2008) Ehitusgeodeesia. TTÜ kirjastus.
46. Kala, V. (2011). Orientation to baselines for building site network. *Geodesy and Cartography*, 37 (1), 29–32. DOI: 10.3846/13921541.2011.558995.
47. Kala, V. (2017). Pikamõõduliste kõrgtäpsete rajatiste geodeetilisest alusest. *Geodeet*, 47 (71), 50–52.
48. Kala, V.; Ustinova, N. (2019). Joonelis-nurgalise vastulõike täpsusest. *Geodeet*, 49 (73), 39–43.
49. Keitaanniemi, A.; Virtanen, J.-P.; Rönnholm, P.; Kukko, A.; Rantanen, T.; Vaaja, M. T. (2021). The combined use of SLAM laser scanning and TLS for the 3D indoor mapping. *Buildings*, 11 (9), #386. DOI: 10.3390/buildings11090386.
50. Khomsin; Pratomo, D. G.; Anjasmara, I. M.; Ahmad, F. (2019). Analysis of the volume comparison of 3'S (TS, GNSS and TLS). *International Symposium on Global Navigation Satellite System 2018*, Bali, Indoneesia, 21. kuni 24. november, 2018. DOI: 10.1051/e3sconf/20199401014.

51. Kollo, A. (2006). Geodeetilised tööd naftaplatvormide X ja Y ehitamisel. Diplomitöö. Tallinna Tehnikaülikool.
52. Lackner, S.; Lienhart, W. (2016). Impact of prism type and prism orientation on the accuracy of automated total station measurements. 3rd Joint International Symposium on Deformation Monitoring, Viin, Austria, 30. märts kuni 1. aprill, 2016. Allikas: https://www.fig.net/resources/proceedings/2016/2016_03_jisdms_pdf/non-reviewed/JISDM_2016_submission_24.pdf (viimati külastatud 15.05.2024).
53. Lebedev, N. (1974). Kurs inženernoi geodezii. Moskva. Nedra.
54. Li, P.; Wang, R.; Wang, Y.; Tao, W. (2020). Evaluation of the ICP algorithm in 3D point cloud registration. IEEE Access, 8, 68030–68048. DOI: 10.1109/ACCESS.2020.2986470.
55. Liao, Y.; Wood, R. L. (2020). Discrete and distributed error assessment of UAS-SfM point clouds of roadways. Infrastructures, 5 (10), #87. DOI: 10.3390/infrastructures5100087.
56. Limperk, T. (2021). Tallinna kesklinna mattunud ürgoru piirides asuva kõrghoone vertikaalliikumise analüüs. Magistritöö. Tallinn: Tallinna Tehnikaülikool. Allikas: <https://digikogu.taltech.ee/et/Item/23f47255-cb74-4a1c-8beb-195bb81f3a50> (viimati külastatud 25.06.2024).
57. Lukjanov, V. F. (1990). Расчеты точности инженерно-геодезических работ, издание 2 (Inseneritehniliste geodeetiliste tööde täpsusarvutused, 2. trükk). Moskva: Недра.
58. Löhmus, H.; Ellmann, A.; Märdla, S.; Idnurm, S. (2018). Terrestrial laser scanning for the monitoring of bridge load tests – two case studies. Survey Review, 50 (360), 270–284. DOI: 10.1080/00396265.2016.1266117.
59. Maa-amet (2006). Kõrgusvõrgu rekonstrueerimise ja nivelleerimise juhend.
60. MaaRYL 2010. Ehitustööde kvaliteedi üldnõuded. Hoone ehituse pinnasetööd, Eesti keelde tõlgituna allalaetav: <https://ehituskeskus.ee/raamatud/maaryl-2010-ehitustood-kvaliteedi-uldnouded-hoone-ehituse-pinnasetood/>
61. Mainroads (2020) Standard 67/08/108 „Settlement monitoring“. Saadaval <https://www.mainroads.wa.gov.au/49bb17/globalassets/technical-commercial/technical-library/surveying-and-geospatial-services/geodetic-surveying-guidelines/settlement-monitoring-standard.pdf> (viimati külastatud 01.06.2025).
62. Martínez Carricondo, P.; Agüera Vega, F.; Carvajal Ramírez, F.; Mesas Carrascosa, J.; García Ferrer, A.; Pérez Porras, F. J. (2018). Assessment of UAV photogrammetric mapping accuracy based on variation of ground control points. International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation, 72, 1–10. DOI: 10.1016/j.jag.2018.05.015.

63. McCaw, G. T. (1918). Resection in survey. *The Geographical Journal*, 52 (2), 105–123. DOI: 10.2307/1779558.
64. Majandus- ja taristuministri (MTM) määrus nr. 34, 14.04.2016. Topo-geodeetilistele uuringutele ja teostusmöödistamisele esitatavad nõuded.
65. Moritz, H. (2000). Geodetic Reference System 1980. *Journal of Geodesy*, 74 (1), 128–133. DOI: 10.1007/s001900050278.
66. Mueller, M. M.; Dietenberger, S.; Nestler, M.; Hese, S.; Ziemer, J.; Bachmann, F.; Leiber, J.; Dubois, C.; Thiel, C. (2023). Novel UAV flight designs for accuracy optimization of structure from motion data products. *Remote Sensing*, 15 (17), #4308. DOI: 10.3390/rs15174308.
67. Muradás Odriozola, G.; Pauly, K.; Oswald, S.; Raymaekers, D. (2024). Automating ground control point detection in drone imagery: from computer vision to deep learning. *Remote Sensing*, 16 (5), #794. DOI: 10.3390/rs16050794.
68. Muralikrishnan, B. (2021). Performance evaluation of terrestrial laser scanners – a review. *Measurement Science and Technology*, 32 (7), #072001. DOI: 10.1088/1361-6501/abdae3.
69. Naan, G. (peatoimet.) (1968). Eesti Nõukogude Entsüklopeedia (ENE) 1. köide, 1. trükk. Tallinn: Valgus.
70. Nesterenok, V. F. (1974). Об учете температурных деформации конструкции здания при геодезических работах (Hoonete konstruksioonide temperatuuriliste deformatsioonide arvestamine geodeetilistel töödel). *Geodesy and Cartography*, 7, 30–32.
71. OIML R 35-1 International Organisation of Legal Metrology Recommendation. Edition 2007, including Amendment 2014. Material measures of length for general use. Part 1: Metrological and technical requirements. (Pikkuse mõõtmise materjalid üldiseks kasutamiseks. I osa: Metroloogilised ja tehnoloogilised nõuded).
72. Oja, T.; Gruno, A. (2023). Monitoring of millimeter-scale deformations in Tallinn using repeated leveling and PS-InSAR analysis of Sentinel-1 data. *Advances in Geodesy and Geoinformation*, 72 (1), #e33. DOI: 10.24425/agg.2022.141919.
73. Pantoja-Rosero, B. G.; Achanta, R.; Beyer, K. (2023). Damage-augmented digital twins towards the automated inspection of buildings. *Automation in Construction*, 150, #104842. DOI: 10.1016/j.autcon.2023.104842.
74. Paulson, J. F. (2005). Surveying in Ancient Egypt. FIG Working Week 2005, Kairo, Egiptus, 16. kuni 21. aprill, 2005. Allikas: https://www.fig.net/resources/proceedings/fig_proceedings/cairo/papers/wshs_02/wshs02_02_paulson.pdf (viimati külastatud 06.05.2024).
75. Peppas, M. V.; Hall, J.; Goodyear, J.; Mills, J. P. (2019). Photogrammetric assessment and comparison of DJI Phantom 4 Pro and Phantom 4 RTK small unmanned aircraft

systems. The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences, XLII-2/W13, 503–509. DOI: 10.5194/isprs-archives-XLII-2-W13-503-2019.

76. Pessacq, F.; Gómez-Fernández, F.; Nitsche, M.; Chamo, N.; Torrella, S.; Ginzburg, R.; De Cristóforis, P. (2022). Simplifying UAV-based photogrammetry in forestry: how to generate accurate digital terrain model and assess flight mission settings. *Forests*, 13 (2), #173. DOI: 10.3390/f13020173.
77. Popović, J.; Pandžić, J.; Pejić, M.; Vranić, P.; Milovanović, B.; Martinenko, A. (2022). Quantifying tall structure tilting trend through TLS-based 3D parametric modelling. *Measurement*, 188, #110533. DOI: 10.1016/j.measurement.2021.110533.
78. Potter, H, Treikelder, I. *Geodeesia ja kartograafia läbi aegade*. Maa-amet, 2011.
79. Pärna, P.-E. (2017). *Laohoone karkassi teostusmõõdistamise meetodite võrdlus*. Magistritöö. Tallinn: Tallinna Tehnikaülikool. Allikas: <https://digikogu.taltech.ee/et/Item/69ea3e5d-e968-4ad8-a7e0-f1a5042fcb4a> (viimati külastatud 29.05.2024).
80. Qiu, Q.; Wang, M.; Guo, J.; Liu, Z.; Wang, Q. (2022). An adaptive down-sampling method of laser scan data for scan-to-BIM. *Automation in Construction*, 135, #104135. DOI: 10.1016/j.autcon.2022.104135.
81. Reimann, K. (2017). *Elektrontahhümeetri laserkaugusmõõduri täpsus sõltuvalt mõõdetavast pinnast*. Bakalaureusetöö. Tartu: Eesti Maaülikool. Allikas: <https://dspace.emu.ee/items/e1ba694e-a589-4b70-a4ac-6a950e2e665f> (viimati külastatud 29.05.2024).
82. Rocha, G.; Mateus, L. (2021). A survey of scan-to-BIM practices in the AEC Industry – a quantitative analysis. *ISPRS International Journal of Geo-Information*, 10 (8), #564. DOI: 10.3390/ijgi10080564.
83. Roy, W. (1790). An account of the trigonometrical operation, whereby the distance between the meridians of the Royal Observatories of Greenwich and Paris has been determined. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, 80 (1), 111–270. DOI: 10.1098/rstl.1790.0015.
84. Rüeger, J. M. (2006). Overview of geodetic deformation measurements of dams. ANCOLD 2006 conference, Sydney, Austraalia, 19. kuni 22. november, 2006.
85. Saarik, S. (2014). *Elektrontahhümeetrite ja laserskanneri kaugusmõõduri täpsuse hindamine*. Magistritöö. Tallinn: Tallinna Tehnikaülikool. Allikas: <https://digikogu.taltech.ee/et/Item/ce3fc9d1-4dfe-4aa1-9631-56a74766ab18> (viimati külastatud 29.05.2024).
86. Salmenperä, H. (1997). *Talonrakennuksen mittaukset* (Hooneehitusmõõtmised). Tampere: Tampere Tehnikaülikool.
87. Sammartano, G.; Spanò, A. (2018). Point clouds by SLAM-based mobile mapping systems: accuracy and geometric content validation in multisensor survey and stand-

- alone acquisition. *Applied Geomatics*, 10 (4), 317–339. DOI: 10.1007/s12518-018-0221-7.
88. Santana, L. S.; Ferraz, G. A. E. S.; Marin, D. B.; Barbosa, B. D. S.; Dos Santos, L. M.; Ferraz, P. F. P.; Conti, L.; Camiciottoli, S.; Rossi, G. (2021). Influence of flight altitude and control points in the georeferencing of images obtained by unmanned aerial vehicle. *European Journal of Remote Sensing*, 54 (1), 59–71. DOI: 10.1080/22797254.2020.1845104.
 89. Selihanovits, V. (1981). *Geodezija*. Moskva, Nedra.
 90. Settlement Monitoring 67-08-108 Mainroads Western Australia, 2017 (Lääne-Austraalia Magistraalteede vajumisvaatlused).
 91. Siebert, S.; Teizer, J. (2014). Mobile 3D mapping for surveying earthwork projects using an unmanned aerial vehicle (UAV) system. *Automation in Construction*, 41, 1–14. DOI: 10.1016/j.autcon.2014.01.004.
 92. Siwiec, J.; Lenda, G. (2022). Integration of terrestrial laser scanning and structure from motion for the assessment of industrial chimney geometry. *Measurement*, 199, #111404. DOI: 10.1016/j.measurement.2022.111404.
 93. СНиП 1.02.07-87. *Ehitusuuringud*, Tallinn, 1988.
 94. СНиП III-4-80. *Техника безопасности в строительстве*. (Ohutustehnika ehitustegevuses) Moskva, 1980.
 95. СП.17-13330 2012. Несущие и ограждающие конструкции (Kandvad ja piirdekonstruktsioonid). Moskva, 2012.
 96. СП 47.13330.2016 *Инженерные изыскания для строительства. Основные положения* (Ehitusuuringud). Moskva, 2016.
 97. Soudarissanane, S.; Lindenbergh, R.; Menenti, M.; Teunissen, P. (2011). Scanning geometry: influencing factor on the quality of terrestrial laser scanning points. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, 66 (4), 389–399. DOI: 10.1016/j.isprsjprs.2011.01.005.
 98. Sundakov, J. A. (1980). *Геодезические работы при возведении крупных промышленных сооружений и высотных зданий* (Tööstus- ja kõrgehitiste ehitusgeodeetilised tööd). Moskva: Недра.
 99. Trimble. (2021). Resection computations in Trimble Access. Allikas: <https://help.trimblegeospatial.com/TrimbleAccess/latest/en/PDFs/Access-Resection-Computations.pdf> (viimati külastatud 12.05.2024).
 100. Tuttas, S.; Braun, A.; Borrmann, A.; Stilla, U. (2017). Acquisition and consecutive registration of photogrammetric point clouds for construction progress monitoring using a 4D BIM. *PFG – Journal of Photogrammetry, Remote Sensing and Geoinformation Science*, 85 (1), 3–15. DOI: 10.1007/s41064-016-0002-z.

101. USIBD. (2016). USIBD level of accuracy (LOA) specification guide. Allikas: https://cdn.ymaws.com/www.nysapls.org/resource/resmgr/2019_conference/handouts/hale-g_bim_loa_guide_c120_v2.pdf (viimati külastatud 05.03.2024).
102. van Sickel, J. (2015). GPS for land surveyors, 4th edition. Boca Raton: Taylor & Francis Group. DOI: 10.1201/b18480.
103. Varbla, S.; Ellmann, A.; Puust, R. (2021a). Centimetre-range deformations of built environment revealed by drone-based photogrammetry. *Automation in Construction*, 128, #103787. DOI: 10.1016/j.autcon.2021.103787.
104. Varbla, S.; Puust, R.; Ellmann, A. (2021b). Accuracy assessment of RTK-GNSS equipped UAV conducted as-built surveys for construction site modelling. *Survey Review*, 53 (381), 477–492. DOI: 10.1080/00396265.2020.1830544.
105. Varbla, S.; Puust, R.; Ellmann, A. (2024). Quality evaluation of surveying industry produced sizeable terrestrial laser scanning point clouds that facilitate building information modeling. *Buildings*, 14 (11), #3371. DOI: 10.3390/buildings14113371.
106. Vidujev, N. G.; Rakitov, D. I. (1964). Приложение геодезии в инженерно-строительном деле, издание 2 (Geodeesia rakendamise ehitustegevuses, 2. trükk). Moskva: Недра.
107. Wujanz, D.; Holst, C.; Neitzel, F.; Kuhlmann, H.; Niemeier, W.; Schwieger, V. (2016). Survey configuration for terrestrial laser scanning. *avv – Journal for Geodesy and Geoinformation*, 123 (6), 158–169.
108. Yilmaz, Ö.; Karakuş, F. (2016). Stereo and KinectFusion for continuous 3D reconstruction and visual odometry. *Turkish Journal of Electrical Engineering and Computer Sciences*, 24 (4), 2756–2770. DOI: 10.3906/elk-1401-273.

Käesolev kõrgkooliõpik käsitleb geodeetilisi töid eritüübiliste ehitiste kogu elukaare vältel, alates ehitusprojekti etappidest ja märkimistöödest kuni deformatsioonide uurimiseni. Keskendutakse mõõdistusandmete korjele ja tõlgendamisele, süstematiseerimisele, tulemuste täpsushinnangutele ning visualiseerimisele. Õpikusse on läbivalt lisatud praktilisi näiteid ja illustreerivaid materjale, mis aitavad siduda teooriat igapäevaste töövoogudega ehitusplatsil. Käsitletakse ka tööohutust ja seonduvat riskianalüüsi. Oluline osa on pühendatud mittekontaktsetele massandmehõive meetoditele – laserskaneerimisele ja fotogramm-meetriaale, mis võimaldavad kiirelt ja täpselt tuvastada ehitushälbeid ning dokumenteerida ehitiste kvaliteeti. Need andmehõive tehnoloogiad tagavad ka hädavajaliku sisendi ehitatud keskkonna digitaalsete kaksikute modelleerimiseks, toetades sellega kaasaja trende ehitusprotsesside digitaliseerimisel.



TAL TECH