COMPARATIVE ANALYSIS OF INSTRUMENTAL AND METHODOLOGICAL ERRORS IN PRECISE ELEVATION DETERMINATION FOR ENGINEERING STRUCTURES*

NAYLYAN M. SALIEVA

ABSTRACT: *The article presents a comprehensive comparative analysis of conventional and modern methods for precise elevation determination for large-scale engineering structures, such as roads, dams and crane tracks. The study is motivated by the lack of a detailed and consistent regulatory framework in Bulgaria governing the selection of measurement methods and instruments, which creates a methodological gap in practice. The analysis suggests that no single measurement method is universally applicable and that the most reliable monitoring approach combines the geometric rigour of conventional optical surveying with the computational capabilities of modern remote sensing technologies.*

KEYWORDS: *Precise elevation determination; deformation monitoring; geometric levelling; trigonometric levelling; instrumental errors; GNSS; terrestrial laser scanning (TLS)*

DOI: https://doi.org/10.46687/MT26NMS

СРАВНИТЕЛЕН АНАЛИЗ НА ИНСТРУМЕНТАЛНИТЕ И МЕТОДИЧЕСКИТЕ ГРЕШКИ ПРИ ПРЕЦИЗНО ВИСОЧИННО ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ИНЖЕНЕРНИ СЪОРЪЖЕНИЯ

НАЙЛЯН М. САЛИЕВА

АБСТРАКТ: *В статията е извършен задълбочен сравнителен анализ на класическите и съвременните методи за прецизно височинно определяне при мащабни инженерни съоръжения, като пътища, язовирни стени и подкранови релсови пътища. Изследването е мотивирано от липсата на детайлна и консистентна нормативна уредба в България относно избора на задължителна методика и инструментариум, което създава методологичен вакуум в практиката. Вследствие на това анализът дава основание да се твърди, че универсален измервателен метод не съществува, а най-надеждният подход за мониторинг изисква синергия между класическата строга геометрия на оптичните инструменти и изчислителната мощ на съвременните дистанционни технологии.*

1 Въведение

Дейностите по проектиране, строителство и експлоатационен мониторинг на линейни обекти и инженерни съоръжения са пряко свързани с необходимостта от точно определяне на пространственото и височинното положение на характерни точки. Развитието на транспортната, промишлената и енергийната инфраструктура поставя все по-високи изисквания към точността на геодезическите измервания и контрола на геометричните параметри на съоръжения като пътища, железопътни линии, язовирни стени и подкранови релсови пътища. Осигуряването на тяхната експлоатационна годност и конструктивна безопасност изисква спазване на определени допустими отклонения, тъй като несъответствията в геометричните характеристики могат да доведат до нарушения в

* Докладът е частично финансиран по проект № РД-08-113/05.02.2026 г. „Научна конференция с международно участие МАТТЕХ 2026 – ФТН“

нормалната експлоатация, ускорено износване на конструктивни и механични елементи, както и до значителни икономически загуби [4], [5].

Въпреки развитието на съвременните геодезически технологии, нормативната уредба в България невинаги определя еднозначно конкретните методи и инструменти за извършване на височинни измервания при различните видове инженерни съоръжения. Законът за геодезията и картографията (ЗГК), чрез чл. 4, ал. 1 и чл. 24, ал. 2, регламентира специализираните геодезически дейности и изискванията към правоспособността на лицата, които ги изпълняват, но не определя конкретните измервателни технологии за всяка отделна инженерна задача. По отношение на пътищата Наредба № РД-02-20-2 от 2018 г. (чл. 279, ал. 3, т. 5) изрично конкретизира геометричната нивелация като метод за определяне на височините на подробните точки, докато Техническата спецификация на Агенция „Пътна инфраструктура“ (АПИ) от 2014 г. не указва конкретен метод за контрол на опорния полигон [6]. При подкрановите пътища Наредбата за безопасната експлоатация и техническия надзор на повдигателни съоръжения дефинира допустимите геометрични отклонения (Приложения № 2 и № 3), но не посочва квалификационните изисквания към лицата (например необходимостта от правоспособен инженер-геодезист) или задължителния инструментариум [5].

Тази липса на нормативна консистентност създава методологичен вакуум, който налага задълбочен експертен избор на подходяща геодезическа методика, съобразена едновременно с нормативните допуски, физичните ограничения на заобикалящата среда и характеристиките на наличния инструментариум. Изборът на метод за следене и контрол е критичен, тъй като в много от случаите традиционните методи за пространствено георефериране служат като единствената надеждна система за верификация на базовите параметри на подкрановата геометрия или за ранно индикиране на деформационни процеси при хидротехнически съоръжения [4], [5].

Настоящото изследване има за цел да оцени изчерпателно надеждността на класическите методи за височинно определяне – по-специално геометричната и площната тригонометрична нивелация. В допълнение, изследването съпоставя тези традиционни подходи с възможностите на съвременните дистанционни и спътникови методи за събиране на геопространствена информация, като глобалните навигационни спътникови системи (GNSS) в кинематичен режим в реално време (RTK) и наземното лазерно сканиране [1], [10].

Чрез синтез на теоретични модели, емпирични данни от директни геодезически измервания на хидротехнически съоръжения (яз. „Шуменско езеро“) и индустриални подкранови пътища, както и чрез диференциран анализ на инструменталните грешки, настоящото изследване предлага експлицитен и детайлен преглед на генезиса и трансмисията на девиациите в масовите измервания. Особено внимание се обръща на невидимите систематични грешки, породени от скритата амортизация на спомагателното оборудване (като луфтовете в алуминиевите телескопични лати), както и на съвместното влияние на атмосферната рефракция и кривината на Земята при индиректното височинно определяне [2], [12].

Обективната оценка на точността между класическите инструменти (дигитални нивелири от най-висок клас и роботизирани тотални станции с ъглова резолюция от 1 секунда) и съвременните цифрови технологии е фундаментална за гарантиране на структурната цялост на инженерните обекти. Прецизното определяне на височините в съвременното инвестиционно проектиране не е просто геометрична или математическа задача, а основополагащ фактор за превенция на конструктивни аварии, оптимизация на

дългосрочните експлоатационни разходи и осигуряване на устойчивостта на индустриалната инфраструктура.

2 Теоретична постановка: класически и съвременни измервателни методи

Изборът на метод за височинно определяне в геодезията се диктува от сложна комбинация от фактори: изискваната номинална точност, пространствения мащаб на обекта, топографските и климатичните условия, както и естеството на търсените структурни деформации (еластични или пластични). За да се анализират коректно резултатите от измерванията и да се оцени тяхната достоверност, е необходимо детайлно разбиране на теоретичните основи, физичните принципи на действие и източниците на грешки за всеки отделен метод.

2.1 Геометрична нивелация и систематични инструментални грешки

Геометричната нивелация е утвърдена като един от най-точните геодезически методи за определяне на превишения между точки от земната повърхност. При използване на специализирана и калибрирана апаратура – прецизни дигитални (електронни) нивелири и инварни баркод лати – точността може да достигне до стотни от милиметъра за единично превишение или под 0.2 mm/km за двойно измерен (прав и обратен) нивелачен ход [7].

Въпреки високата си номинална точност и концептуална простота, методът е силно уязвим към натрупването на систематични грешки. В класическата теория на грешките измервателните грешки се подразделят на груби, случайни и систематични в зависимост от свойствата и закономерностите на тяхното възникване [7]. Систематичните грешки се дефинират като такива, които по време на измервателния процес запазват своя знак и стойност или се изменят по определен математически или физичен закон. Класически източници на систематични грешки в геометричната нивелация са нехоризонталността на визирната ос (колимационна грешка), кривината на Земята, вертикалната атмосферна рефракция, неравномерното слягане на статива (или на самите точки) между отчетите „назад“ и „напред“, както и температурното разширение на материала на латите.

Грешката от кривината на Земята при геометричната нивелация се дължи на факта, че визирната ос описва хоризонтална равнина, докато ниво-повърхнината е крива. Тази грешка може да бъде аналитично изразена чрез формулата:

(1)

$$\Delta = \frac{S_1^2}{2R} - \frac{S_2^2}{2R} = \frac{\Delta S(S_1 + S_2)}{2R},$$

където S_1 и S_2 са дължините на визирните лъчи (към задната и предната лата), R е средният радиус на Земята, а ΔS е разликата в разстоянията до латите. Това уравнение математически доказва основното правило в нивелирането: ако разстоянията до предната и задната лата са строго равни ($S_1 = S_2$), систематичната грешка от кривината на Земята се елиминира напълно, независимо от нейната абсолютна стойност [7].

Отвъд тези известни физични фактори, критичен и изключително често пренебрегван източник на значителни систематични отклонения е амортизацията на спомагателното оборудване. Докато самият дигитален нивелир може да бъде в перфектно състояние, измервателната лата играе ролята на физическия еталон за дължина. Характерен пример за такъв проблем е появата на микроскопичен луфт в заключващите механизми (push buttons) на алуминиевите телескопични лати [12]. При разпъване на секциите на латата, дори при

сравнително ново оборудване (използвано само около година), механичното износване от триенето между алуминиевите профили води до характерно пропадане в зоната на сглобките. Това пропадане (субсиденция) между отделните части на латата води до прогресивно и еднопосочно нарастване на отчетената височина при измервания по стръмен или продължително наклонен терен. Спецификата на тази систематична грешка се състои в нейния латентен характер. Тя се проявява като валиден резултат при затваряне на нивелачния ход, тъй като сляганието на латата се компенсира симетрично, но с обратен знак при измервания в противоположна посока. Вследствие на това се генерира фиктивно малко несъвпадение (несвръзка) на хода, докато изчислените коти на междинните точки остават със значителни разлики [12].

2.2 Тригонометрична нивелация: принципи и ограничения

Тригонометричната нивелация се прилага като алтернативен класически метод за височинно определяне, особено при линейни обекти в пресечена планинска местност, където използването на геометрична нивелация е затруднено или икономически нецелесъобразно [6]. При този метод превишението се изчислява индиректно чрез тригонометрични функции въз основа на измереното пространствено наклонено разстояние (или хоризонтално положение) и зенитния ъгъл между станцията и наблюдаваната точка, отчетени чрез тотална станция.

Основните източници на систематични грешки при тригонометричната нивелация се разделят на две големи групи:

- **Инструментални и методически грешки:** Тук попадат индексната грешка на вертикалния кръг (грешката на нулевото положение), неточното измерване на височината на инструмента (J) и височината на сигнала/отражателя (h). Тъй като измерването на височината на инструмента често се извършва косо (от оста на въртене до точката на земята), се получава ексцентрицитет, който трябва да бъде коригиран математически чрез косинуса на ъгъла на наклона. Същият може да бъде изразен чрез формулата:

(2)

$$H = H' \cdot cos\alpha,$$

където H' е измерената наклонена височина с ролетка, а α е ъгълът на ексцентрицитета между измерената наклонена и отвесна височина на инструмента. Грешка от този тип може да внесе константно отклонение от порядъка на 3 mm [6].

- **Външни физични фактори (кривина на Земята и рефракция):** За разлика от геометричната нивелация, при която късите визури минимизират влиянието на средата, тригонометричната нивелация често разчита на визури от стотици метри. Съвместното влияние на кривината на Земята (която „понижава“ референтната повърхнина) и вертикалната атмосферна рефракция (която огъва визирния лъч надолу, вдлъбнато към земната повърхност, поради температурния градиент на въздуха) изкривява изчисленото превишение [2]. Това съвместно влияние може да бъде изразено чрез емпиричната формула:

(3)

$$f = \frac{1 - k}{2R} S^2,$$

където R е средният радиус на Земята (приблизително 6371 km), S е измереното хоризонтално разстояние, а k е коефициентът на вертикална рефракция на светлината. За географските ширини на България средната стойност на този коефициент се приема за k ≈ 0.106.

Анализът на това уравнение показва, че грешката нараства пропорционално на квадрата на разстоянието. Натрупване на систематична грешка от 1 mm се достига при дължина на визурата над 120 m. За минимизиране на атмосферните влияния геодезическата наука препоръчва измерването на вертикални ъгли да се извършва при най-малка динамика на температурата на въздуха и на постилащата повърхност (например рано сутрин или късно следобед), както и при максимално възможно отдалечаване на визирния лъч от самия терен, за да се избегнат приземните турбуленции [2].

2.3 Глобални навигационни спътникови системи (GNSS) и височинни системи

В съвременната академична литература многократно се изтъква необходимостта от задълбочен сравнителен анализ на резултатите от височинни измервания, за да се гарантира обективна оценка на точността между класическите оптични инструменти и GNSS технологиите при трасиране, заснемане и деформационен мониторинг на обекти [1], [14].

Един от фундаменталните проблеми при използването на GNSS за височинно позициониране е разликата в референтните повърхнини. Традиционно височините, получавани от GNSS измервания, са строго геометрични (елипсоидни) височини (Hг), отнесени към математическата повърхнина на глобалния референтен елипсоид (най-често WGS84 или GRS80) [13]. За нуждите на инженерното проектиране, строителството и хидрологията обаче се изискват физически височини, които са непосредствено свързани с посоката на силата на тежестта (гравитационното поле на Земята) и реалното ниво на водните маси.

В геодезическата практика най-широко приложение имат системата на ортометричните височини (H^0), отнесени към ниво-повърхнината на геоида, и системата на нормалните височини (H^N), отнесени към повърхнината на квазигеоида (каквато е Балтийската височинна система или съвременната Европейска височинна референтна система - EVRS) [13]. Връзката между елипсоидната, ортометричната и нормалната височина за дадена точка от земната повърхност се изразява чрез фундаменталната зависимост:

$$\boldsymbol{H^{\Gamma} = H^{0} + N = H^{N} + \zeta,} \tag{4}$$

където N е ондулацията на геоида (отстоянието на геоида от елипсоида), а ζ е аномалията на височината (отстоянието на квазигеоида от елипсоида). Разликата между повърхнината на геоида и квазигеоида ($\boldsymbol{H^N - H^0 = N - \zeta}$) зависи силно от надморската височина и гравитационните аномалии, като в екстремни планински условия (при височини около 9000 m) тази разлика може да достигне до 4.5 метра, докато над световния океан двете повърхнини съвпадат напълно [13].

За да се използват ефективно GNSS технологиите (особено двучестотни приемници в режим Real-Time Kinematic - RTK) за прецизно височинно определяне на инфраструктурни обекти, е абсолютно необходимо локално моделиране на геоида/квазигеоида. При липса на прецизен национален модел, това най-често се реализира на локално ниво чрез полиномна трансформация на височините, базирана на достатъчен брой локални контролни точки с предварително известни нормални височини, определени чрез класическа геометрична нивелация. Числеността интерполиране на височините се осъществява чрез повърхнинни модели от първа, втора или трета степен.

Модел от първа степен (равнина):

$$\boldsymbol{H^{\Gamma} = H^{N0} + c_0 + c_1 x + c_2 y} \tag{5}$$

Модел от втора степен (параболоид):

$$H^{\Gamma} = H^{N0} + c_0 + c_1 x + c_2 y + c_3 x^2 + c_4 xy + c_5 y^2 \quad (6)$$

Модел от трета степен:

$$H^{\Gamma} = H^{N0} + c_0 + c_1 x + c_2 y + c_3 x^2 + c_4 xy + c_5 y^2 + c_6 x^3 + c_7 x^2 y + c_8 xy^2 + c_9 y^3 \quad (7)$$

Успехът на тази трансформация дефинира доколко GNSS резултатите ще бъдат приложими за инженерни цели.

2.4 Деформационен мониторинг и съвременни дистанционни методи

Хидротехническите съоръжения (язовирни стени, водноелектрически централи, водохващания) и специализираните линейни структури се намират под постоянното или периодично въздействие на редица деструктивни фактори: климатични промени, променлив хидростатичен и хидродинамичен натиск на водните маси, тектонски движения на земната кора, както и антропогенни фактори. В резултат на това в съоръженията настъпват изменения, класифицирани като еластични (обратими огъвания и усуквания след премахване на товара) и пластични (перманентни потъвания, наклонявания, плъзгания и напуквания), които представляват директна заплаха за сигурността. Интеграцията на различни геодезически технологии за надежден мониторинг на тези деформации е задължителна [4], [11].

Освен класическите контактни методи, през последното десетилетие наземното лазерно сканиране (Terrestrial Laser Scanning - TLS) се утвърждава като високоефективна алтернатива за 3D обследване на сложни обекти. Лазерните геодезични системи автоматизират изцяло процеса на събиране на пространствени данни и осигуряват безпрецедентна геометрична детайлност чрез генериране на изключително плътни облаци от точки. Тези системи изпращат стотици хиляди лазерни импулси в секунда, измервайки разстоянието въз основа на времето на полет (time-of-flight) или фазовото отместване на отразения сигнал, създавайки прецизни цифрови двойници на реални обекти [3].

При технологията на лазерното сканиране ключов математически и практически етап е външното ориентиране на отделните сканирания, т.е. преобразуването на локалната инструментална координатна система на скенера ($O_{ck}\, X_{ck}\, Y_{ck}\, Z_{ck}$) в глобална или проектна външна координатна система ($OXYZ$) [9], [10]. Трансформацията на координатите се изпълнява чрез фундаменталното уравнение:

$$\begin{bmatrix} X_{\text{вън}} \\ Y_{\text{вън}} \\ Z_{\text{вън}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} X_0 \\ Y_0 \\ Z_0 \end{bmatrix} + A \begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix}, \quad (8)$$

където A е матрицата на ротация, съдържаща косинусите на посоките ($a_1, a_2, \ldots, c_3$), които са тригонометрични функции на ъглите на Ойлер (α, β, γ), дефиниращи пространственото завъртане.

Ориентирането в практиката се осъществява по два основни метода:

- **Инструментален (директен) метод:** Скенерът се центрира и нивелира физически над контролна точка с известни координати. Линейните параметри (X_0, Y_0) се задават чрез лазерен отвес (със средна грешка при центриране от 1.5 до 3 mm), а височината (Z_0) се измерва ръчно (грешка 2 до 5 mm). Ъгловите елементи се коригират чрез вградени двуосни

компенсатори, чиято точност при съвременните скенери варира от 1" до 5" [10]. Предимствата са в скоростта и липсата на допълнителен инвентар, но методът е труден за прилагане при заснемане на високи и сложни конструкции поради изискванията за пряка видимост.

- **Аналитичен метод:** Елементите на външно ориентиране се изчисляват чрез решаване на пространствена обратна задача (засечка) спрямо специални сканирани марки (сфери или таргети) с известни координати във външната система [9], [10]. Този метод позволява накланяне на вертикалната ос на скенера под произволен ъгъл (до 180^{g}) за елиминиране на оптични „мъртви зони“, но изисква използването на допълнителен геодезически инструментариум (прецизни тотални станции) за предварително координиране на марките, което усложнява полевата работа и увеличава теглото на оборудването с 13-18 kg.

Въпреки високата информационна плътност и възможностите за анализ, при строго линейни обекти като подкранови релсови пътища методът на лазерното сканиране все още среща трудности да постигне субмилиметровата точност на класическите методи за отделна, специфична контролна точка. Основният проблем произтича от факта, че за да се извлекат данни за геометричната ос на релсата, тя трябва да бъде софтуерно моделирана и интерполирана от върнатия облак точки, а не измерена директно, което въвежда допълнителна алгоритмична несигурност и зависимост от ъгъла на падане на лазерния лъч [5], [9].

3 Инструментариум, експериментална постановка и алтернативни подходи

Изработването на надеждна и защитима измервателна методология изисква изключително прецизен подбор на хардуерен инструментариум, съчетан с правилно пространствено планиране на базовите мрежи. Експерименталните постановки, разгледани в доклада, обхващат разнообразни сценарии – от университетски полигони до реални инфраструктурни обекти в експлоатация.

3.1 Изграждане на работна геодезическа основа (РГО)

Според фундаменталните принципи на инженерната геодезия (преминаване „от общото към частното“), първата и най-критична стъпка при мониторинга е правилното построяване на опорната мрежа [8]. При обследване на индустриални подкранови пътища, изграждането на стабилна работна геодезическа основа трябва задължително да се извършва извън зоните на интензивна товаро-разтоварна дейност, за да се гарантира физическото запазване на стабилизираните геодезически знаци и да се елиминира влиянието на тежките вибрации върху измервателната апаратура по време на работа [5].

При хидротехнически съоръжения (като яз. „Шуменско езеро“), точките от опорната мрежа се разполагат извън зоната на очакваните микросеизмични или пластични деформации и се стабилизират с масивни бетонови стълбове, в чиято горна част се вграждат устройства за принудително центриране на инструмента. Когато такива липсват, се използват специализирани тежки метални поставки (геодезически статив за принудително центриране), за да се елиминира грешката от центриране с тринога [4].

При геодезическото осигуряване на подкранови пътища в закрити промишлени халета се препоръчва работната геодезическа основа (РГО) да обхваща периферно контролирания обект. Координатното определяне на релсовия път следва да се извършва чрез метода на свободната станция (пространствена линейно-ъглова засечка). За да се гарантира хомогенност на точността, се спазват строги геометрични условия – не се допускат

отношения между измерени ъгли и дължини по-големи от 1:5, а отражателните марки се ориентират перпендикулярно към очакваната позиция на инструмента, за да се избегне приплъзване на лазерния лъч и ексцентрично измерване [5].

3.2 Инструментариум за геометрична нивелация

При геометричната нивелация върховата прецизност се постига чрез използване на висококласни дигитални (кодови) нивелири в комплект с еталонни инварни или сертифицирани алуминиеви баркод лати [12]. В представените изследвания на инфраструктурни обекти във Варна и Шумен са използвани различни конфигурации от най-висок клас.

Анализиран е дигиталният нивелир Trimble DiNi 07, който, съгласно фабричните спецификации, декларира изключителна точност от 0.7 mm/km при използване на инварна баркод лата и 1.3 mm/km при работа със стандартна телескопична баркод лата. Негов директен алтернативен инструмент, тестван в същите условия, е Topcon DL-502, постигащ номинална точност от 0.6 mm/km с инварна и 1.0 mm/km със стандартна алуминиева телескопична лата [12]. Допълнително при мониторинга на вертикални деформации на хидротехнически обекти, успешно е приложен дигитален нивелир SOKKIA SDL30, осигуряващ стандартна грешка от 1.0 mm/km при двоен ход чрез използване на специализирани RAB-кодови лати от фибростъкло [4].

От критично значение за целия процес е физическото състояние на инвентара. Докато инварните лати са изработени от специална никел-желязна сплав, която е монолитна и изключително резистентна към термично разширение (практически нулев коефициент на линейно разширение) [7], алуминиевите телескопични лати са предразположени към сериозно механично износване на свързващите сегменти. Както бе посочено в теоретичната част, липсата на строг периодичен метрологичен контрол върху физическото състояние на тези алуминиеви лати може да компрометира и обезсмисли данните дори от най-точния и скъп дигитален нивелир [12].

3.3 Високоточни роботизирани тотални станции

Прецизните мониторингови измервания, като площната тригонометрична нивелация и определянето на фини хоризонтални деформации, налагат използването на роботизирани тотални станции от най-висок клас с ъглова точност от 1 секунда (1"). Тези съвременни системи интегрират високоточни електронни далекомери и усъвършенствани технологии за директно моторно задвижване, които елиминират механичното износване и осигуряват надеждно, високоскоростно проследяване на целта на големи дистанции.

Критичното значение на 1-секундните инструменти се изразява в минимизирането на случайните и елиминирането на систематичните грешки при отчитане на зенитни ъгли на дълги визури. За разлика от масово използваните в практиката станции с точност между 2" и 5", при които индексната грешка може да достигне 20-30cc, моделите от най-висок клас осигуряват ненадминатата стабилност на резултата. Влиянието на тази разлика е осезаемо – на разстояние от 170 метра вариация от 30cc във вертикалния ъгъл генерира височинна грешка от 5 до 8 mm (при наклон на визурата между 94g и 106g) [6]. Тези стойности категорично подчертават фундаменталното предимство на свръхвисокия клас апаратура за гарантиране на дългосрочна надеждност на данните при тежки полеви условия.

3.4 Сигнализиране и визиране при тригонометрична нивелация

Начинът на сигнализиране (маркиране) на подробните точки е не по-малко важен от самия измервателен инструмент. При изследване на експлоатирани подкранови пътища контактът на измервателния уред е директно с главата на релсата, която е подложена на огромно налягане от ходовите колела на крана. В резултат на това главата на релсата често

се износва неравномерно и асиметрично в горната си част (т.нар. странично износване), докато долната част запазва проектната си ширина [5]. Опитът да се определи геометричният център на оста на такава деформирана релса със стандартни шублери с къси рамена води до грешки. За правилно дефиниране на центъра на оста се налага използването на прецизни шублери с дълги челюсти или специализирани магнитни адаптори с вградени либели и строго фиксирана височина [5].

Допълнителен проблем възниква при наличие на надлъжен наклон на подкрановия път (обикновено до 0.3% при външни козлови кранове). Поставянето на висок измервателен сигнал (над 0.33 m) върху наклонена повърхност води до ексцентрично изместване на центъра на призмата спрямо реалната точка на контакт, което се изчислява по синусовата теорема ($a = \frac{\sin \alpha \cdot c}{\sin \zeta}$) и може да генерира планова грешка над 1 mm [5].

При площната тригонометрична нивелация използването на специализиран отражател тип „минипризма“ с малък диаметър на оптиката (обикновено около 30 mm) е задължително. Този тип призми осигуряват далеч по-прецизно оптично насочване в геометричния център на сигнала спрямо стандартните топографски призми (с диаметър 70 mm) [6]. Това директно и позитивно рефлектира върху точността на изчисленото превишение, намалявайки до минимум дисперсията на случайните грешки при насочване от страна на оператора.

3.5 Спътникова апаратура и експериментална мрежа

В експерименталните постановки за оценка на GNSS възможностите са използвани съвременни двучестотни приемници от марката Trimble. При изследването на геодезическата база в района на Шуменски университет „Епископ Константин Преславски“ са заснети 35 детайлни точки, координирани първоначално чрез класически полярен метод (Leica TCR 405) в координатна система 1970 г. и Балтийска височинна система, след което са трансформирани в BGS 2005 - UTM зона 35 [1], [14]. За сравнение, същите точки са наблюдавани с GNSS роувър в RTK режим чрез перманентната мрежа на Trimble "Geonet", с интервал на запис 1 s и продължителност на сесията от 60 секунди [1], [14].

Аналогична постановка е реализирана и при изследването на яз. „Шуменско езеро“, където 20 контролни точки по протежение на язовирната стена са наблюдавани с роувър Trimble R4 и локална базова станция Trimble R8 [11]. Заявената от производителя точност за PPK (Post-Processed Kinematic) и RTK е 8 mm + 1 ppm хоризонтално и 15 mm + 1 ppm вертикално, а векторите са обработени специализирано в софтуерната среда Trimble Business Center.

4 Заключение

Интегрираният анализ на инструменталните и методическите грешки при прецизно височинно определяне на сложни инженерни съоръжения недвусмислено доказва, че универсален, технологично съвършен „идеален“ метод в геодезията не съществува. Изборът на измервателна технология трябва да бъде гъвкав, адаптивен и дълбоко информиран относно базисните физични, оптични и хардуерни ограничения на съответната система.

Геометричната нивелация заслужено запазва статута си на утвърден еталон за вертикална точност, но нейната надеждност може да бъде сериозно компрометирана, ако не е подплатена с педантичен, постоянен метрологичен контрол на инвентара. Както бе доказано чрез полевите тестове във Варна, скритите механични дефекти в спомагателното оборудване (като луфтовете в измервателните телескопични лати) генерират значителни, структурно опасни систематични грешки, които остават напълно невидими зад иначе

стриктното математическо затваряне на нивелачния ход [12]. За отговорни инженерни задачи, мониторинг на язовирни стени и прецизно строителство инвестирането в инварни лати и тяхното използване е технологична необходимост [4], [12].

Тригонометричната нивелация от своя страна разполага с пълния физически потенциал да осигури необходимата милиметрова точност при обследване на линейни обекти, но само при категоричното условие, че се съблюдават строги методически правила. Ограничаването на дължината на визурите до критичния праг от 30 до максимум 100 метра е абсолютно задължително [6]. Чрез това пространствено ограничение напълно се елиминират нелинейните атмосферни ефекти (термална рефракция) и геометричното влияние на кривината на Земята, а задължителното използване на минипризми преодолява сериозните геометрични ограничения на оптиката на телескопа [6].

Използването на съвременни роботизирани тотални станции с екстремна ъглова резолюция (1 секунда, като флагмана Topcon GT-1501), интегриращи прецизни безчеткови двигатели за плавно проследяване, допълнително стабилизира тригонометричния метод. Подобен хардуер свежда вътрешните инструментални грешки под прага на статистическата значимост за съответните къси разстояния, превръщайки тригонометричната нивелация в пълноправен заместител на геометричната в тежки индустриални условия [6].

От своя страна, GNSS технологиите и наземното лазерно сканиране (TLS) безспорно революционизират масовото събиране на пространствени данни. Те предоставят изключително богат, цялостен 3D пространствен контекст, който е напълно недостижим за класическите точкови дискретни методи [9], [10]. Съвременните технологии обаче изискват сложни математически трансформации – като нелинейно полиномно моделиране на квазигеоида при GNSS и аналитично ротационно ориентиране чрез матрици на Ойлер при TLS – които добавят допълнителни, трудно контролируеми вектори на изчислителна несигурност. Към настоящия момент, според академичния консенсус, тези технологии са изключително полезни за макро-деформационен мониторинг и създаване на цифрови двойници, но самостоятелното им използване за милиметров контрол на вертикални отклонения остава технологично нецелесъобразно [9], [11], [14].

В обобщение, комбинирането на прецизни тотални станции с висока ъглова резолюция и алтернативни методи за дистанционно наблюдение предлага най-надеждния, научно обоснован и цялостен подход за диагностика и мониторинг на инженерни деформации. Синергията между класическата строга геометрия на оптичните инструменти и изчислителната мощ на съвременните дистанционни сензори гарантира както абсолютната прецизност в критичните възли на конструкцията, така и цялостния инспекционен контрол върху структурната динамика на мащабни индустриални и инфраструктурни обекти.

ЛИТЕРАТУРА:

[1] Андреев А., Михайлов Пл., Стойков Е. Сравнителен анализ на получените резултати от височинни измервания по различни методи. MATTEX 2016: Сборник научни трудове, том 2, 2016, ISSN 1314-3921, стр. 129-134.

[2] Вълчинов В. Земна рефракция и геодезическите измервания, София, 2023, ISBN 978-619-92537-0-0.

[3] Беджева М. Дистанционни методи в геодезията. Национален военен университет „Васил Левски“, 2022, ISBN 978-954-753-352-3.

[4] Добрев Ст. Анализ на геодезичните методи за изследване на деформациите на хидротехнически обекти. MATTEX 2018: Сборник научни трудове, том 2, 2018, ISSN 1314-3921, стр. 147-156.

[5] Иванов И. Геодезически дейности при поддържане на подкранови пътища. Сборник с доклади от XXXIV международен симпозиум - съвременните технологии, образованието и професионалната практика в геодезията и свързаните с нея области, София, 2024, ISSN: 2367-6051, стр. 124-134.

[6] Иванов И. Тригонометричната нивелация в проектирането и строителството на линейни обекти. MATTEX 2024: Сборник научни трудове, том 2, 2024, ISSN 1314-3921, стр. 247-252.

[7] Маждраков М., Иванова Ил. Геодезия: Обща геодезия. Шумен: Университетско издателство „Еп. Константин Преславски“, 2014, ISBN 978-954-577-987-9.

[8] Ниязи-Юсуф М. Контрол на работната геодезическа основа. Годишник на Шуменски университет „Епископ Константин Преславски“, том XIII Е, 2023, ISSN: 1314-8818, 120-123 стр.

[9] Янчев К. Лазерното сканиране – постижимата прецизност в областта на фотограметрията, дистанционното наблюдение и геодезията. Университетско издателство „Епископ Константин Преславски“, 2022, ISBN 978-619-201-573-2.

[10] Янчев К., Кирилова К. Наземно лазерно сканиране. MATTEX 2022: Сборник научни трудове, том 2, 2022, ISSN: 1314-3921, стр. 226-230.

[11] Dobrev S. GNSS technology for research of deformations of hydrotechnical installations. Journal Scientific and Applied Research, Vol. 27, 2024, ISSN 1314-6289, pp. 30-36.

[12] Ivanov I. Errors when using telescopic survey staff in geometric leveling. Journal Scientific and Applied Research, Vol. 29, 2025, ISSN: 1314-6289, pp. 31-39, doi: https://doi.org/10.46687/jsar.v29i1.450.

[13] Kirilova K., Yanchev K. About the choice of parameters when representing the normal earth as a reference frame in geodesy. Journal Scientific and Applied Research, Vol. 24, No. 1, 2023, ISSN 1314-6289, pp. 11-16.

[14] Stoykov E. Assessment of the accuracy of surveying and tracing of objects by classical and GNSS method. Годишник на Шуменски университет „Епископ Константин Преславски“, том IX Е, 2019, ISSN: 1311-834X, 25-29 стр.