

528.48
Б24

П. І. БАРАН

ІНЖЕНЕРНА ГЕОДЕЗІЯ



П. І. БАРАН · ІНЖЕНЕРНА ГЕОДЕЗІЯ

П. І. Баран

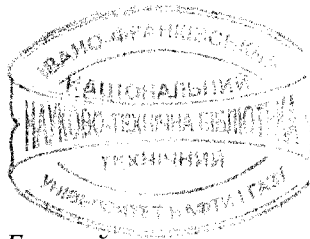
ІНЖЕНЕРНА ГЕОДЕЗІЯ

Монографія

**КИЇВ
ПАТ «ВІПОЛЬ»
2012**

686716

УДК 528.48
ББК 26.12
Б 24



Рецензенти: доктор технічних наук, професор *В.О. Боровий*
доктор технічних наук, доцент *К.О. Бурак*

Баран П. І.

Б 24 Інженерна геодезія: Монографія / П. І. Баран. – К.: ПАТ «ВІПОЛ», 2012. – 618 с.: іл.

ISBN 978-966-646-125-7

У книзі розглядаються теоретичні та практичні проблеми інженерно-геодезичного забезпечення вишукувань, проектування, будівництва та експлуатації різних інженерних споруд. Викладено методи побудови планових і висотних інженерно-геодезичних мереж, описано основні принципи геодезичного забезпечення інженерно-технічних вишукувань, топографічного знімання місцевості, підземних комунікацій, трасування лінійних споруд, методи виконання аерофото-, космо- і тепловізійного знімання, лазерного сканування. Схарактеризовано точність проектування елементів споруд на топопланах, методи горизонтального і вертикального планування територій для будівництва, геодезичної підготовки проектів.

Описано елементи, способи і прилади для геодезичних розмічувальних робіт, методи контролю форми і розмірів конструкцій споруд і технологічного обладнання. Розглядаються технологічні засади контролю зведення будівель і споруд, прокладання підземних комунікацій, автошляхів та залізниць. Висвітлено інженерно-геодезичні роботи в гідротехнічному будівництві, мосто- і тунелебудуванні, при зведенні споруд з поверхніями обертання, скульптур, теплотехнічного обладнання АЕС, науково-технічних установок.

Значну увагу приділено інженерно-геодезичному моніторингу споруд, контролю стабільності пунктів опорних геодезичних мереж. Розглядаються оптимальні методи мінімізації горизонтальних та вертикальних зміщень для виправлення планово-висотного положення конструкцій споруд у процесі їх експлуатації.

Коротко описано принципи організації інженерно-геодезичних робіт у відомствах і службах державного управління, вимоги до складання проектів виконання геодезичних робіт, охорони праці та організації виконавчого знімання в процесі будівництва об'єктів.

Книга призначена для геодезистів, що працюють у сфері вишукування, проектування, будівництва та експлуатації інженерних споруд, у службах генерального плану промислових підприємств, а також може бути використана студентами та аспірантами ВНЗ спеціальностей "Геодезія", "Маркшейдерія", "Землеустрій і кадастр".

Табл. 52. Іл. 304. Предметний покажчик 296 назв. Бібліогр.: 143 назви.

УДК 528.48
ББК 26.12

ISBN 978-966-646-125-7

© П. І. Баран, 2012

З М І С Т

Передмова	10
Глава 1. ОПОРНІ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНІ МЕРЕЖІ	12
1.1. Планові інженерно-геодезичні мережі	12
1.1.1. Відомості про Державну геодезичну мережу.....	12
1.1.2. Вибір поверхні відносності й системи координат	13
1.1.3. Трансформування і перетворення прямокутних координат	15
1.1.4. Основні принципи використання GPS-методу для побудови інженерно-геодезичних мереж	17
1.1.5. Полігонометричні мережі	20
1.1.6. Планова інженерно-геодезична мережа у будівництві	26
1.1.7. Геодезична будівельна сітка	30
1.1.7.1. Побудова сітки способом полігонометрії.....	30
1.1.7.2. Побудова сітки створно-лінійним способом	34
1.1.7.3. Побудова сітки способом бездіагональних чотирикутників	36
1.1.7.4. Побудова сітки способом лінійних бездіагональних чотирикутників....	38
1.1.7.5. Побудова сітки способами засічок	39
1.1.7.6. Побудова сітки з використанням GPS-техніки	41
1.1.7.7. Редукування пунктів будівельної сітки	42
1.2. Висотні інженерно-геодезичні мережі	43
1.2.1. Відомості про Державну нівелірну мережу	43
1.2.2. Системи відліку висот.....	44
1.2.3. Класифікація і типи висотних інженерно-геодезичних мереж.....	46
1.2.4. Геометричне нівелювання.....	47
1.2.5. Глибинні репери	48
1.2.6. Тригонометричне нівелювання	51
1.2.7. Складання проекту і розрахунок точності нівелірної мережі.....	59
Глава 2. ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНІ ВИШУКУВАННЯ	62
2.1. Види і завдання інженерно-технічних вишукувань	62
2.1.1. Загальні відомості.....	62
2.1.2. Інженерно-геодезичні вишукування	62
2.1.3. Інженерно-геологічні вишукування	66
2.1.4. Інженерно-гідрометеорологічні вишукування.....	68
2.1.5. Вишукування для вирішення завдань раціонального використання та охорони довкілля	69
2.1.6. Спеціалізовані вишукування	70
2.1.7. Геодезичне забезпечення окремих видів інженерно-технічних вишукувань.....	70
2.2. Великомасштабне картографування	71
2.2.1. Загальна характеристика великомасштабних планів.....	71
2.2.2. Загальні відомості та вимоги до великомасштабного картографування	74
2.3. Основні технологічні процеси аерофототопографічного знімання	77
2.4. Цифрова модель місцевості	78
2.5. Лазерне сканування	80
2.6. Аерознімання в інфрачервоному діапазоні	81
2.7. Наземні методи топографічних знімачів	82
2.8. Пошук і знімання підземних комунікацій та споруд	83
2.9. Трасування лінійних споруд	90
2.10. Застосування цифрових фотокамер для обмірювання будівель	93

2.11. Інженерно-геодезичне і фотограмметричне забезпечення облицювання фасадів будинків	95
Глава 3. ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНЕ ПРОЕКТУВАННЯ	98
3.1. Основні проекти планування, забудови і впорядкування територій.....	98
3.2. Завдання геодезичної підготовки проектів.....	99
3.3. Точність вимірювань на плані.....	100
3.4. Геодезична підготовка проектів горизонтального планування	101
3.4.1. Методика розрахунку червоних ліній проекту	101
3.4.2. Основні математичні залежності для розрахунку геодезичних елементів проекту горизонтального планування	102
3.4.3. Організація геодезичних робіт для перенесення проекту горизонтального планування в натуру.....	104
3.5. Геодезичні розрахунки в проектах вертикального планування	105
3.5.1. Завдання і зміст вертикального планування.....	105
3.5.2. Методи проектування вертикального планування	106
3.5.3. Аналітичний метод проектування профілю	107
3.5.4. Методи вертикального планування майданчиків	113
3.5.4.1. Метод найменших квадратів	114
3.5.4.2. Метод квадратичного програмування	120
3.5.4.3. Обчислення об'ємів і складання картограми земляних мас.....	123
Глава 4. ЕЛЕМЕНТИ, МЕТОДИ І ПРИЛАДИ ДЛЯ ГЕОДЕЗИЧНИХ РОЗМІЧУВАЛЬНИХ РОБІТ	126
4.1. Завдання розмічувальних робіт	126
4.2. Побудова горизонтального кута.....	126
4.3. Побудова довжини лінії.....	129
4.4. Побудова перевищень	132
4.5. Побудова створу	140
4.6. Побудова прямовисного напрямку.....	143
4.6.1. Способи механічної вертикалі.....	143
4.6.2. Спосіб оптичної вертикалі	146
4.6.2.1. Точність вимірювань приладами вертикального проєціювання	151
4.6.2.2. Основні перевірки приладів вертикального проєціювання.....	152
4.6.3. Непрямий спосіб передачі пунктів на монтажний горизонт	153
4.7. Побудова похилого напрямку.....	154
4.8. Побудова прямовисної площини.....	156
4.9. Побудова похилої площини.....	157
4.10. Автоматизація геодезичних розмічувальних робіт	158
Глава 5. ГЕОДЕЗИЧНІ СПОСОБИ РОЗМІЧУВАННЯ СПОРУД	165
5.1. Загальні відомості про способи розмічування споруд.....	165
5.2. Спосіб полярних координат	165
5.3. Спосіб створно-лінійних координат	166
5.4. Спосіб прямокутних координат	167
5.5. Спосіб полярно-прямокутних координат	168
5.6. Спосіб прямої кутової засічки	168
5.7. Спосіб замкнутого трикутника	171
5.8. Спосіб лінійної засічки.....	171
5.9. Спосіб створної засічки.....	171
5.10. Спосіб оберненої кутової засічки	172
5.11. Спосіб проектного полігона	173

5.12. Розмічування точок споруд методом редукування.....	174
5.13. Вплив похибок геометричних елементів побудов на точність визначення редукцій	179
5.14. Розмічування криволінійних елементів споруд	180
5.14.1. Загальні відомості про криві.....	180
5.14.2. Розмічування колових кривих	183
5.14.3. Розмічування перехідних кривих	188
5.14.4. Несиметричні та інвертні клотоїди	194
5.14.5. Вертикальні криві	195
Глава 6. ГЕОДЕЗИЧНИЙ КОНТРОЛЬ ФОРМИ ТА РОЗМІРІВ КОНСТРУКЦІЙ СПОРУД І ОБЛАДНАННЯ.....	198
6.1. Модульна система розмірів у будівництві	198
6.2. Геометрична точність у будівництві та машинобудуванні.....	199
6.2.1. Класифікація геометричної точності зведення інженерних споруд.....	199
6.2.2. Класифікація точності геометричних параметрів деталей машин та обладнання.....	202
6.3. Розрахунок точності геодезичних робіт за розмірними ланцюгами споруд та обладнання	206
6.4. Організація і вимоги до точності геодезичних вимірювань при монтажі обладнання	210
6.5. Класифікація операцій вивіряння геометрії елементів споруд та обладнання	213
6.6. Основні математичні залежності для визначення взаємного розташування елементів конструкцій	215
6.6.1. Основні параметри прямої та площини	215
6.6.2. Ознаки та умови взаємного розташування прямих і площин.....	221
6.6.3. Ознаки та умови розташування площин.....	222
6.6.4. Розташування точок відносно прямих.....	222
6.6.5. Взаємне розташування точок, прямих і площин.....	225
6.7. Методи і прилади для вивіряння геометричних параметрів конструкцій споруд та обладнання.....	226
6.7.1. Основні механічні прилади для контролю геометричних параметрів конструкцій	226
6.7.2. Вивіряння прямолінійності.....	227
6.7.3. Вивіряння співвісності	237
6.7.4. Вивіряння горизонтальності	243
6.7.5. Вивіряння висотного положення конструкцій.....	245
6.7.6. Вивіряння нахилу.....	246
6.7.7. Вивіряння вертикальності.....	250
6.7.8. Вивіряння паралельності.....	253
6.7.9. Вивіряння перпендикулярності	255
6.7.10. Вивіряння площинності	263
6.7.11. Вивіряння кривини	264
Глава 7. ТЕХНОЛОГІЧНІ ЗАСАДИ ГЕОДЕЗИЧНОГО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ БУДІВНИЦТВА ІНЖЕНЕРНИХ СПОРУД.....	271
7.1. Розмічування головних та основних осей споруд	271
7.2. Детальні геодезичні розмічувальні роботи	274
7.2.1. Точність робіт	274
7.2.2. Розмічування осей споруд	275

7.3. Геодезичне забезпечення земляних робіт	276
7.4. Геодезичні роботи при будівництві фундаментів споруд	276
7.5. Геодезичні роботи при зведенні панельних будівель	279
7.6. Геодезичні роботи при зведенні каркасних будівель	283
7.7. Геодезичний контроль монтажу підкранових колій	285
7.8. Геодезичний контроль зведення висотних будівель	287
7.9. Геодезичний контроль зведення монолітних будівель	292
7.10. Геодезичні роботи при зведенні вежових споруд	294
7.11. Геодезичний контроль зведення шогл	297
7.12. Геодезичні роботи при укладанні підземних комунікацій	301
7.13. Геодезичний контроль будівництва автошляхів	303
7.14. Геодезичні роботи при будівництві залізниць	308
7.14.1. Контроль укладання колій	308
7.14.2. Контроль геометрії криволінійних колій	310
7.14.3. Визначення оптимальних горизонтальних зміщень колій на кривих	315
Глава 8. ГЕОДЕЗИЧНІ РОБОТИ У ГІДРОТЕХНІЧНОМУ БУДІВНИЦТВІ	319
8.1. Загальні відомості	319
8.2. Вимірювання глибин, визначення площі живого перерізу і витрат води ріки	320
8.3. Нівелювання рік	324
8.4. Обчислення приведених рівнів водотоку	328
8.5. Геодезичні роботи на водосховищах	330
8.6. Геодезичні роботи при будівництві каналів	331
8.7. Геодезичне забезпечення будівництва основних споруд ГЕС	333
8.8. Геодезичне забезпечення будівництва меліоративних систем	336
Глава 9. ГЕОДЕЗИЧНІ РОБОТИ ПРИ БУДІВНИЦТВІ МОСТОВИХ ПЕРЕХОДІВ	339
9.1. Основні вимоги до геодезичних робіт	339
9.2. Опорні геодезичні мережі мостових переходів	341
9.3. Розмічування центрів мостових опор	344
9.4. Геодезичне забезпечення зведення пілонів	346
9.5. Монтаж прогінної конструкції	349
9.6. Геодезичне забезпечення зведення аркових мостів	350
9.6.1. Загальні положення	350
9.6.2. Геодезичний контроль зведення опор арки	351
9.6.3. Геодезичний контроль збирання секцій арки	354
9.6.4. Геодезичний контроль монтажу секцій арки	358
9.6.5. Геодезичний контроль монтажу канатів арки	361
9.7. Геодезичний контроль зведення конусів насипу мостових опор	362
Глава 10. ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНІ РОБОТИ В ТУНЕЛЕБУДУВАННІ	366
10.1. Основні відомості з вишукування та проектування тунелів	366
10.2. Геодезична мережа будівництва тунелю	368
10.2.1. Головна планова геодезична мережа	368
10.2.2. Основна і підхідна полігонометрія	368
10.2.3. Підземна полігонометрія	369
10.2.4. Тунельна триангуляція з витягнутих трикутників	369
10.2.5. Висотна геодезична мережа	371
10.3. Вимоги до точності побудови планово-висотної геодезичної мережі	372

10.4. Орієнтування підземних виробок	373
10.4.1. Струнню-вискові та оптичні способи передачі азимута в шахту	373
10.4.2. Гіроскопічний спосіб визначення азимута	380
10.4.3. Методика використання гіротахеометра у підземних виробках	384
10.5. Геодезично-маркшейдерське забезпечення будівництва тунелю	385
10.5.1. Основні етапи виконання робіт	385
10.5.2. Геодезично-маркшейдерський контроль виробки тунелю шитовим способом	386
10.6. Геодезичний контроль зведення похилого тунелю і монтажу ескалатора	389
10.7. Геодезичні вимірювання при укладанні залізничних колій	392
10.8. Геодезичні спостереження за осіданням і деформаціями при будівництві підземних споруд	394
Глава 11. ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНЕ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ БУДІВНИЦТВА СПЕЦІАЛЬНИХ СПОРУД	397
11.1. Геодезичне забезпечення зведення споруд з поверхнями обертання	397
11.1.1. Колова кінчна поверхня	397
11.1.2. Колові циліндричні оболонки	399
11.1.3. Сферична оболонка	399
11.1.4. Коловий параболоїд	401
11.1.5. Однополий гіперболоїд обертання	403
11.1.6. Лінійчастий однополий гіперболоїд обертання	406
11.1.7. Гіперболічний параболоїд	408
11.1.8. Катеноїд	410
11.2. Геодезичне забезпечення будівництва НБК об'єкта "Укриття" ЧАЕС	412
11.2.1. Основні відомості	412
11.2.2. Визначення параметрів і точності формоутворення арки	413
11.2.3. Температурна деформація арки	415
11.2.4. Точність розмічування і виготовлення арки	416
11.2.5. Головна планова і висотна геодезична мережа НБК	417
11.3. Геодезичні вимірювання при монтажі резервуарів	418
11.4. Зведення монументальної скульптури	422
11.5. Монтаж обладнання головного циркуляційного контуру реактора АЕС	425
11.5.1. Головні конструктиви обладнання	425
11.5.2. Основні засади організації інженерно-геодезичних робіт	426
11.5.3. Розмірні ланцюги ГЦК і точність геодезичного забезпечення монтажу обладнання	430
11.6. Монтаж спеціального технологічного обладнання	433
Глава 12. ГЕОДЕЗИЧНИЙ МОНІТОРИНГ ІНЖЕНЕРНИХ СПОРУД	438
12.1. Види деформаційних зміщень інженерних споруд і земної поверхні	438
12.2. Закладання деформаційних реперів і марок	439
12.3. Визначення осідань і горизонтальних зміщень споруд та розрахунок точності геодезичних вимірювань	441
12.4. Методи вимірювання вертикальних зміщень	443
12.5. Методи вимірювання горизонтальних зміщень і кренів	443
12.6. Диференціальні методи визначення просторових зміщень споруд	453
12.6.1. Загальні положення	453
12.6.2. Визначення просторових зміщень точок споруд	454
12.6.3. Способи визначення деформаційних зміщень точок на площині	456
12.6.4. Способи визначення деформаційних зміщень у просторі	459
12.6.5. Узагальнений метод визначення горизонтальних зміщень та кренів	460

12.7. Електронно-рівневий спосіб вимірювання змін крену споруд	464
12.8. Температурна складова деформаційних зміщень споруд	466
12.8.1. Температурна складова крену споруди	466
12.8.2. Температурна складова вертикального зміщення споруди	469
12.9. Геодезичні вимірювання зміщень на зсувах	471
12.10. Вимірювання горизонтальних і вертикальних деформацій при геодинамічних дослідженнях	472
12.11. Прогнозування осідань споруд	474
12.12. Визначення періодичності спостережень за осіданнями споруд	478
12.13. Дослідження стабільності положення реперів і пунктів планово-висотних геодезичних мереж	480
12.14. Особливості інженерно-геодезичних спостережень за деформаціями телевежі Київського телецентру	482
12.15. Інженерно-геодезичний моніторинг об'єкта "Укриття" ЧАЕС	488
12.16. Інженерно-геодезичний моніторинг мостів	495
12.17. Інженерно-геодезичний моніторинг ГЕС	496
Глава 13. ОПТИМІЗАЦІЯ ПОЛОЖЕННЯ КОНСТРУКЦІЙ ІНЖЕНЕРНИХ СПОРУД	499
13.1. Оптимізація при вивірянні положення прямолінійних конструкцій	499
13.1.1. Постановка задач визначення оптимальних зміщень конструкцій	499
13.1.2. Оптимальність вивіряння монорейок	503
13.1.3. Оптимальне вивіряння підкранових колій	505
13.1.4. Визначення оптимальної довжини бази і перекосу коліс крану	510
13.1.5. Оптимізація положення багаторядних колій мостових і підвісних кранів	512
13.1.6. Оптимізація положення підкранових рейок за мінімумом рихтувальних робіт	515
13.1.7. Оптимізація положення підкранових рейок методом математичного програмування	516
13.1.8. Оптимізація положення підкранових балок	522
13.1.9. Спільне визначення елементів рихтування підкранових балок і рейок	523
13.1.10. Вивіряння планово-висотного положення їздових балок підвісного крана	527
13.1.11. Оптимізація робіт при вивірянні анкерів та опорних плит технологічного обладнання	533
13.1.12. Оптимальна локалізація осей ліфтового обладнання в шахті	538
13.1.13. Оптимальність виправлення профілю лінійних споруд	543
13.1.14. Вивіряння та оптимізація планово-висотного положення обертових печей	544
13.1.15. Визначення оптимального висотного положення похилого конвеєра	553
13.2. Оптимізація положення криволінійних споруд	556
13.2.1. Оптимальне проектування криволінійних споруд у профілі	556
13.2.2. Оптимізація положення колових конструкцій споруд та обладнання	560
13.2.3. Оптимізація положення еліптичної та параболічної кривих	564
13.2.4. Вивіряння планово-висотного положення машин неперервного литва заготовок	565
13.3. Оптимізація при вивірянні плоских конструкцій	568
13.3.1. Вимірювання нахилу фундаментів споруд та обладнання	568
13.3.2. Визначення оптимального положення площини монтажного горизонту	572
13.3.3. Оцінювання точності параметрів оформлювальної та контактної площин ...	575

13.4. Оптимізація при вивірянні просторових споруд	577
13.4.1. Основи вивіряння і визначення оптимальних параметрів виправлення положення просторових конструкцій	577
13.4.2. Визначення складових деформації споруд при контролі їх форми і розмірів методом лінійних перетворень координат	579
13.4.3. Визначення деформаційних зміщень споруд методом апроксимації	584
13.4.4. Контроль форми і визначення деформацій підвісних поверхонь	585
13.4.5. Контроль форми і визначення деформації поверхонь другого порядку	588
13.4.6. Контроль форми та визначення деформаційних зміщень оболонок способом порівняння радіусів	590
Глава 14. ОРГАНІЗАЦІЯ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНИХ РОБІТ	593
14.1. Геодезичні служби у вишуквальних та будівельно-монтажних організаціях	593
14.2. Проекти виконання інженерно-геодезичних робіт для зведення та моніторингу інженерних споруд	595
14.3. Забезпечення і контроль якості геодезичних вимірювань	597
14.4. Виконавче знімання і генеральні плани	598
14.5. Охорона праці, технічна та радіаційна безпека в інженерно-геодезичному виробництві	603
14.5.1. Організація системи охорони праці та безпечного виконання робіт	603
14.5.2. Основні правила охорони праці й технічної безпеки робіт	605
Предметний покажчик	607
Список використаної літератури	611

Передмова

Інженерна геодезія – великий розділ геодезичної науки, в якому вивчаються методи топографо-геодезичного забезпечення різноманітних наукових і практичних задач, пов'язаних з будівельно-монтажним виробництвом, дослідженням природних ресурсів та добуванням корисних копалин, вивірянню конструкцій складних та висотних споруд, моніторинговими спостереженнями за їх деформаціями в процесі експлуатації.

Науково-технічний прогрес у капітальному будівництві, зокрема при зведенні великих енергетичних комплексів (ГЕС, ТЕС, АЕС), мостових переходів та висотних будівель, споруд типу оболонки, телевізійних веж і щогл, впровадженні індустріальних методів виробництва висуває все нові вимоги до забезпечення мінімальних допусків та підвищення точності інженерно-геодезичних вимірювань.

На сучасному етапі розвитку технології будівельно-монтажного виробництва геодезичний контроль планово-висотного положення конструкцій зводиться до використання електронних тахеометрів, цифрових нівелірів і приладів вертикального проєціювання, а при вивірянні технологічних ліній – спеціальних приладів (мікротелескопів, інтерферометрів, прецизійних лазерних сканерів, марок тощо). Методи і точність геодезичних вимірювань обґрунтовується в Проекті виконання геодезичних робіт (ПВГР), де зазначаються й заходи з контролю якості. Для розрахунку точності вимірювань необхідна математична база технологічних геодезичних процесів та широке використання комп'ютерних технологій для аналізу точності геодезичних побудов (планових і висотних мереж, геодезичних будівельних сіток, мереж згущення тощо).

В останні роки істотно зросло значення геодезичних робіт для забезпечення якості будівництва, монтажу та експлуатації промислових споруд і технологічного обладнання, які пов'язані з точним планово-висотним прив'язуванням конструкцій обладнання, особливо укрупнених його блоків, що можна забезпечити тільки при застосуванні високопродуктивних сучасних інженерно-геодезичних методів та виміральної техніки.

Від надійності роботи промислового обладнання, особливо підйомно-транспортного (мостові, підвісні й козлові крани, конвесери, ліфти та ін.), залежить не тільки ефективність роботи підприємства, але і безпека персоналу, заощадження матеріальних ресурсів. Тому фахівців з монтажу й експлуатації інженерних споруд і технологічного обладнання цікавлять такі питання, як ступінь деформації геометричних параметрів агрегатів, зміна їх динамічних характеристик, можливість подовження їх ресурсу і способи приведення конструкцій у відповідність з технічними вимогами, установленними чинними нормативними документами.

У пропонованій праці подано елементарну класифікацію способів геодезичного контролю геометричних параметрів споруд і обладнання, узагальнено досвід застосування й удосконалювання методів геодезичних вимірювань в ході експлуатації промислових споруд.

З позицій сучасного підходу до проблеми вивіряння і налагодження різних конструкцій описано оптимальні геодезичні методи приведення геометричних систем у задане планове та висотне положення при забезпеченні установлених вимог до їх просторового положення.

Форма викладу матеріалу передбачає можливість його використання для складання проектів виконання геодезичних робіт, проведення розрахунків точності геодезичних вимірювань, вибору ефективних методів і приладів для побудови інженерно-

геодезичних мереж, контролю планово-висотного положення конструкцій, організації і виконання спостережень за деформаційними процесами в ході будівництва та експлуатації споруд, встановлення їх циклічності, визначення й аналізу векторів просторових зміщень тощо.

Структурно праця відповідає запропонованому професором М. Г. Відусвим і прийнятому в наукових колах поділу інженерної геодезії на чотири основні розділи: 1) інженерно-геодезичні роботи для вишукування інженерних споруд; 2) інженерно-геодезичне проектування інженерних споруд; 3) інженерно-геодезичний супровід під час зведення інженерних споруд; 4) інженерно-геодезичні спостереження за деформаціями споруд у процесі їх експлуатації.

Окремо розглядаються способи використання державних геодезичних мереж і методи побудови інженерно-геодезичних мереж, які тою чи іншою мірою будуються на різних стадіях зведення інженерних споруд. Розглядається структура ПВГР, які зараз стають нормою організації геодезичних робіт при будівництві та експлуатації житлових, цивільних та унікальних будівель і споруд, мостів, ГЕС і АЕС, при монтажі прецизійного технологічного і наукового обладнання. Коротко описано основні положення з організації виконання та контролю якості інженерно-геодезичних робіт, охорони праці, радіаційної безпеки тощо.

Автор узагальнив багатолітній досвід викладання курсу інженерної геодезії у Київському національному університеті будівництва та архітектури (КНУБА) і сподівається, що цей твір буде корисним для фахівців інженерно-геодезичною профілю.

Праця стала продуктом багатолітньої практики керування і прямої участі автора у виконанні інженерно-геодезичних робіт під час зведення багатьох унікальних споруд в Україні. Серед них вежа Київського телецентру, монтаж і спостереження за деформаціями підвісних кранів на заводах авіа- і суднобудування, монтаж скульптури “Мати-Батьківщина” Українського музею ВВВ 1941-1945 рр., будівництво Північного і Подільського мостів у Києві, монтаж енергетичного обладнання на Ростовській (Росія) та Рівненській АЕС, спостереження за деформаціями об’єкта “Укриття” ЧАЕС, геодезичне супроводження укріплювальних заходів для перетворення його в екологічно безпечну систему, зведення нового безпечного конфайнмента та ін.

Автор висловлює щире подяку рецензентам – докторам технічних наук, професору В. О. Боровому і доценту К. О. Бураку за цінні зауваження та поради щодо покращення структури і змісту книги, а також редактору А. А. Москалюку за ґрунтовну фахову підготовку рукопису до видання.

Вихід у світ такої праці був би неможливий без підтримки керівництва і працівників Державного науково-виробничого підприємства інженерної геодезії “Укрінжгеодезія” (директор С. П. Кравчук, начальник Чорнобильського відділу І. П. Климус, начальник інструментального відділу А. І. Климус, провідний інженер О. В. Потапенко) та приватних підприємств: “Геосканес” (директор В. Г. Сушко та інженер М. В. Сушко), “Планетагео” (головний інженер Р. В. Гав’як), ДП “Львівенергорембуд” (заступник директора С. П. Варунків), ПП “Енергія-Плюс” (директор І. Я. Мартин), ТОВ СП “АІП-геодезія” (директор А. О. Руденко), яким автор безмежно вдячний.

Глава 1. ОПОРНІ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНІ МЕРЕЖІ

1.1. Планові інженерно-геодезичні мережі

1.1.1. Відомості про Державну геодезичну мережу

Державна геодезична мережа (ДГМ) задає на всій території України Державну геодезичну референцну систему координат УСК-2000 і загальноземну систему координат. До неї входять: 1) Українська перманентна мережа глобальної навігаційної супутникової системи; 2) геодезичні мережі 1 та 2 класів і геодезична мережа їх згущення 3 класу.

Українська перманентна мережа глобальної навігаційної супутникової системи (УПМ ГНСС) – це сегмент міжнародної координатної системи ITRS/ITRF 2000, яка призначена для підтримки загальноземної системи координат, вирішення високоточних глобальних задач вивчення фігури Землі, геодинаміки, моніторингу рівня морів тощо. До мережі УПМ входить 26 періодичних та постійно діючих станцій, розташованих в Ужгороді, Львові, Києві, Полтаві, Миколаєві, Симеїзі, Харкові, Євпаторії, Алчевську, Шацьку та в інших містах, що дає змогу при покритті цими пунктами території України через 150 км успішно забезпечувати визначення положення пунктів і точок інженерно-геодезичних робіт кінематичним методом у режимі RTK.

УПМ функціонує в рамках Державної геодезичної мережі й розвивається відповідно до постанови Кабінету Міністрів України від 22 грудня 1999 р. № 2359 “Про впровадження на території України Світової геодезичної системи координат WGS-84”. УПМ та геодезична мережа 1 класу є просторовими побудовами і координати їх пунктів визначаються винятково супутниковими геодезичними методами.

В основу УСК-2000 покладено:

- референц-еліпсоїд Красовського як поверхню відліку з параметрами: велика піввісь – 6 378 245 м, стиснення – 1:298,3 (у Міжнародному еліпсоїді WGS-84 вони дорівнюють відповідно 6 378 137,0 м та 1:298,257223563);
- масштаб дорівнює масштабу системи ITRS/ITRF 2000;
- осі координат паралельні осям координат системи ITRS/ITRF;
- центр системи координат забезпечує мінімальне відхилення поверхні референц-еліпсоїда від реальної поверхні Землі на території України.

Геодезична мережа 1 класу, за даними НДІ геодезії і картографії (НДІГК), включає 815 рівномірно розміщених геодезичних пунктів, віддалених один від одного на відстані 20-30 км. Їх планове і висотне положення визначено із супутникових спостережень із середніми квадратичними похибками (скп) відповідно не більше 15 і 20 мм.

У геодезичну мережу 2 класу входить 5 630 рівномірно розміщених геодезичних пунктів, віддалених один від одного на відстані 8-12 км. Їх планові координати визначено із супутникових геодезичних спостережень та лінійно-кутових вимірювань з скп, що не перевищують 30 мм.

Геодезична мережа згущення 3 класу також є плановою зі сторонами завдовжки 4-6 км і створена для збільшення щільності геодезичних пунктів на територіях

з розвинутою промисловістю. Мережа нараховує 10 330 пунктів, побудована методами супутникових спостережень та лінійно-кутових вимірювань при скп визначення координат пунктів, які не перевищують 32 мм. Така точність характерна і для пунктів 4 класу, координати яких отримано в результаті врівноваження старих вимірів триангуляції як вставок її пунктів у нову мережу ДГМ.

За результатами врівноваження вимірів ДГМ скп координат пунктів становлять 3, 20, 32 і 32 мм відповідно для 1, 2, 3 і 4 класів. Похибки взаємного положення цих пунктів вдвічі більші й у відносному вимірі становлять відповідно близько 1:4 000 000, 1:250 000, 1:100 000 та 1:50 000.

Положення пунктів ДГМ визначається в таких системах координат:

- просторових прямокутних координатах X, Y, Z (вісь Z збігається з віссю обертання відлікового еліпсоїда, вісь X лежить у площині нульового (Грінвіцького) меридіана, а вісь Y скерована праворуч і обидві вони лежать в площині екватора). Початком системи координат є геометричний центр еліпсоїда;

- геодезичних (еліпсоїдальних) координатах: B – широта, L – довгота, H – висота;

- плоских прямокутних координатах x та y , що обчислюються в проекції Гаусса – Крюгера.

Середня щільність пунктів ДГМ усіх трьох класів точності становить 1 пункт на 33 км^2 , але у містах та промислових районах вона вища, аби забезпечити умови для побудови на їх основі місцевих геодезичних мереж з дотриманням вимог Інструкції [79].

1.1.2. Вибір поверхні відносності й системи координат

Державні геодезичні мережі вищих класів, сторони і кути яких вимірюють на фізичній поверхні Землі, відносять на рівень референц-еліпсоїда (рис. 1.1). Спочатку за довжиною D лінії, виміряною на поверхні Землі між пунктами A і B , обчислюють її горизонтальну проекцію:

$$S = D \sqrt{1 - \left(\frac{h}{D}\right)^2} \left[1 - \frac{D^2 - h^2}{4R_A^2} \right] - \frac{h\sqrt{D^2 - h^2}}{2R_A} \approx D \left(1 - \frac{h^2}{D^2} \right) - \frac{hD}{2R_A},$$

де $h = (H_B - H_A) + (v_B - v_A)$ – різниця нормальних висот кінцевих пунктів лінії з врахуванням висот встановлених на них приладів.

Другий член формули являє собою поправку $\delta_S = -h \sin \gamma / 2$, викликану неперпендикулярністю перевищення h до хорди як горизонтального прокладення, яка у гірській місцевості може сягати 200 мм. Зауважимо також, що різниця $\Delta = S^3 / 24R^2$ між довжинами кривої S і хорди s на лініях довжиною до 10 км менша 1 мм.

За стороною S визначають проекцію S_1 на поверхні референц-еліпсоїда:

$$S_1 = S \frac{R}{R_A}; \quad R_A = R + h_m + H_A + v_A,$$

де R – радіус кривини нормального перерізу еліпсоїда по лінії AB (для території України $R \approx 6\,380 \text{ км}$); h_m – висота геоїда (або квазігеоїда) над еліпсоїдом.

Допустимою вважають поправку $\Delta S_1 = S - S_1$, якщо вона не перевищує $\Delta S_1 / S_1 \leq 1/200\,000$ або коли максимальна висота пунктів геодезичної мережі над еліпсоїдом не перевищує 32 м [94]. З огляду на це, у будівництві за поверхню відносності беруть середню площину будівельного майданчика, в тунелебудуванні –

вісь тунелю або позначку головки рейки колії, на гідровузлах – позначку верху фундаменту греблі і т. п. Зауважимо, що при передачі пунктів вертикальним проєцюванням на яруси значної висоти поправку ΔS_1 необхідно враховувати у великих довжинах за зміну рівня поверхні відносності, наприклад, на високогірних греблях.

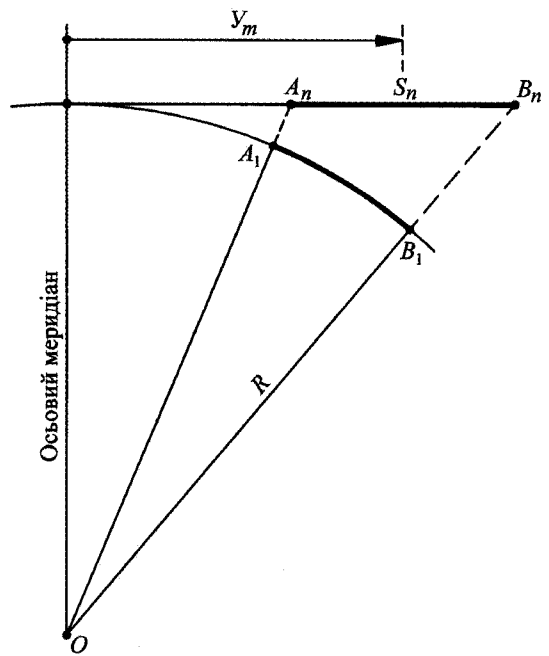
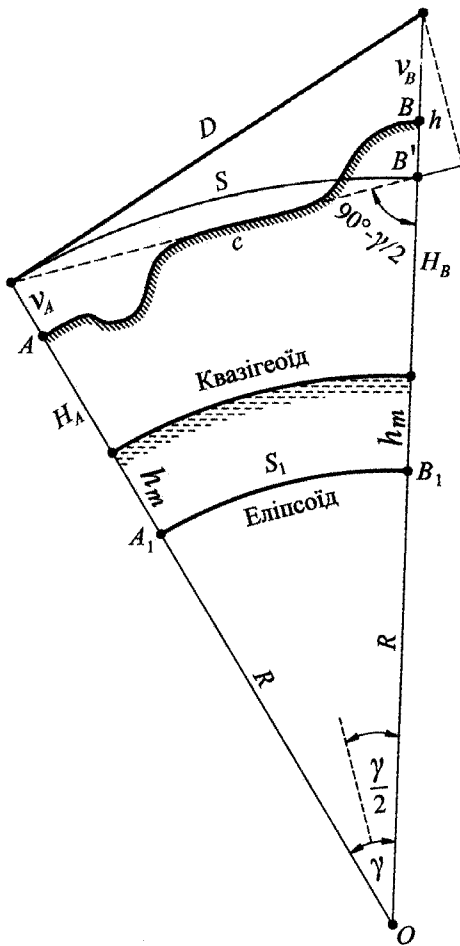


Рис. 1.1. Вибір поверхні відносності

Рис. 1.2. Вибір системи координат

При переході з поверхні еліпсоїда на площину в проєкції Гаусса–Крюгера (рис.1.2) у довжину S_1 вводять поправку ΔS_n для отримання довжини сторони S_n за формулою

$$S_n = S_1 + \Delta S_n = S_1 \left(1 + \frac{y_m^2}{2R^2} + \frac{(y_B - y_A)^2}{24R_m^2} - \dots \right),$$

де y_m – середнє значення ординат кінцевих пунктів лінії від осьового меридіана зони в заданій проєкції; R_m – радіус кривини лінії для середньої широти.

Необхідність уведення поправок ΔS_n технологічно виникає в процесі згущення геодезичних мереж об'єкта розрядними побудовами з найменшими відносними похибками $1/T = 1/25\ 000$ (полігонометрія 4 класу). Тому, приймаючи допустиму величину $\Delta S_n/S_1 \leq 1/5T$, отримаємо допустиму ординату y_m – віддалення об'єкта від осевого меридіана:

$$y_m \leq \frac{R}{\sqrt{2,5T}}$$

або $y_m = 25$ км.

Таким чином, для території великого об'єкта (місто, промисловий комплекс), яка розташовується по довготі більше ніж на 25 км від осевого меридіана 3°-ї зони, треба вибирати окремий осевий меридіан. Якщо ж поставити вимогу, щоб не враховувати поправки ΔS_n у побудовах з відносною похибкою $1/10\ 000$, то ординату y_m можна збільшити до 40 км, тоді як відстань до краю 3°-ї зони в Україні сягає 110 км. Виходячи з цього, можна вважати доцільним у великомасштабному картографуванні використання 2°-х зон, забезпечуючи ефективну комп'ютерну технологію переведення координат пунктів геодезичних мереж і цифрових карт із зони в зону.

1.1.3. Трансформування і перетворення прямокутних координат

Наявність в геодезії різних систем координат (державна, місцева, об'єктна або локальна) на одній території викликає потребу перетворення (трансформування) координат пунктів геодезичних мереж із одної прямокутної системи в іншу. Для цього розроблено різні методи лінійного і навіть квадратичного (поліноміального) перетворення. З них у геодезичній практиці найбільшого поширення набули методи афінного і конформного лінійних перетворень.

Афінне перетворення у матричній формі передається такою залежністю:

$$\begin{pmatrix} U \\ V \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} k_x \cos \alpha_x & -k_y \sin \alpha_y \\ k_x \sin \alpha_x & k_y \cos \alpha_y \end{pmatrix} \begin{pmatrix} X \\ Y \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} C_x \\ C_y \end{pmatrix},$$

де X, Y і U, V – координати пунктів відповідно вхідної і вихідної (нової) систем координат; k_x, k_y – масштабні коефіцієнти по осях абсцис і ординат; α_x, α_y – кути поворотів координатних осей системи U, V відносно X, Y (додатне значення кута відраховується за ходом, а від'ємне – проти ходу годинникової стрілки); C_x, C_y – паралельне перенесення початку координат вихідної системи по осях X і Y .

Для визначення 6-ти параметрів перетворення ($k_x, k_y, \alpha_x, \alpha_y, C_x, C_y$) необхідно мати як мінімум координати X, Y 3-х ідентичних пунктів у двох системах, а з метою контролю визначень – чотири і більше пунктів для розв'язування задачі за

методом найменших квадратів (МНК). Для оцінювання точності параметрів із врахуванням похибок опорних пунктів потрібна кореляційна матриця похибок координат $m_{X_i}, m_{Y_i} (i = 1, 2, \dots, n)$, де n – кількість опорних пунктів.

Метод афінного перетворення не забезпечує паралельності ліній геодезичних мереж, порушуючи при цьому умову конформності зображення через нерівність кутів α_x і α_y , що важливо для збереження кутів між лініями геодезичних мереж.

Тому метод можна використовувати для визначення деформаційних характеристик об'єктів будівництва та земної поверхні, зокрема у гірничій справі (див. гл. 12).

З огляду на це, для перетворення координат геодезичних мереж користуються *методом конформного перетворення (метод Гельмерта)* як похідного від афінного, поставивши вимогу рівності масштабних коефіцієнтів і кутів повороту координатних осей. Тоді матриця конформного перетворення матиме вигляд:

$$\begin{pmatrix} U \\ V \end{pmatrix} = k \begin{pmatrix} \cos \alpha & -\sin \alpha \\ \sin \alpha & \cos \alpha \end{pmatrix} \begin{pmatrix} X \\ Y \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} C_x \\ C_y \end{pmatrix},$$

яка забезпечує збереження горизонтальних кутів і пропорційність довжин ліній за єдиним масштабним коефіцієнтом. При цьому кількість визначуваних параметрів зводиться до 4-х (k, α, C_x, C_y), а мінімальна кількість опорних пунктів – до двох.

Але й тут, з метою контролю розв'язування задачі та підвищення точності визначення параметрів перетворення, використовують спосіб апроксимації за МНК.

Цей метод реалізовано в програмі “Топоград” у двох алгоритмах: прямому – для обчислення нових координат U, V і зворотному – для контрольного обчислення за отриманими координатами U, V первісних координат X, Y . Для простоти обчислень в алгоритмах реалізується спосіб центральних координат:

$$X_0 = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}; \quad Y_0 = \frac{\sum_{i=1}^n Y_i}{n}; \quad U_0 = \frac{\sum_{i=1}^n U_i}{n}; \quad V_0 = \frac{\sum_{i=1}^n V_i}{n};$$

$$x_i = X_i - X_0; \quad y_i = Y_i - Y_0; \quad u_i = U_i - U_0; \quad v_i = V_i - V_0;$$

$$A = \frac{\sum_{i=1}^n (y_i v_i + x_i u_i)}{\sum_{i=1}^n (x_i^2 + y_i^2)}; \quad B = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i v_i - y_i u_i)}{\sum_{i=1}^n (x_i^2 + y_i^2)};$$

$$\alpha = \arctg \frac{B}{A}; \quad k = \sqrt{A^2 + B^2};$$

$$C_x = U_0 - X_0 A + Y_0 B; \quad C_y = V_0 - Y_0 A - X_0 B;$$

$$U_i = k(A X_i - B Y_i) + C_x; \quad V_i = k(B X_i + A Y_i) + C_y,$$

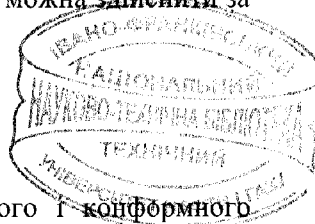
де X_0, Y_0 і U_0, V_0 – координати центрів систем пунктів; x_i, y_i і u_i, v_i – центральні координати цих пунктів ($i = 1, 2, \dots, n$); α – кут повороту; A, B – похідні параметри

перетворення (відповідно $\cos \alpha$ і $\sin \alpha$); k – масштабний коефіцієнт; n – кількість спільних опорних пунктів координатних систем.

Для контрольного обчислення координат використовують формули описаного вище алгоритму з відповідною заміною центральних координат до отримання зворотних параметрів перетворення. При цьому кут повороту координатних осей має відповідати попередньому значенню із знаком мінус, а масштабний коефіцієнт – величині $1/k$. Додатковий контроль обчислень координат можна здійснити за формулами

$$X_i = [(U_i - C_x) \cos \alpha + (V_i - C_y) \sin \alpha] / k;$$

$$X_i = [(V_i - C_y) \cos \alpha + (U_i - C_x) \sin \alpha] / k.$$



Перспективним для практики вбачається метод афінного і конформного перетворення з використанням скінченних елементів [87], що дозволить визначати параметри перетворення у кожному скінченному елементі – елементарному трикутнику системи опорних пунктів. При наявності відповідного програмного забезпечення за змінами цих параметрів можна відстежувати динаміку деформаційного поля земної поверхні та інженерних споруд.

Сучасна техніка і практика побудови просторових геодезичних мереж, особливо інженерно-геодезичних (будівництво висотних споруд, високогірних гребель, тунелів тощо) вимагає розроблення програмного забезпечення для афінного і конформного лінійних перетворень у просторі, теоретичні засади яких даються у гл.13.

1.1.4. Основні принципи використання GPS-методу для побудови інженерно-геодезичних мереж

Основним методом побудови планових геодезичних мереж є GPS-метод, яким виміряна ДГМ. Застосування цього методу для побудови інженерно-геодезичних мереж надзвичайно актуальне в умовах обмеженої фізичної видимості між пунктами на забудованих територіях. Не менш важливим фактором є забезпечення високої точності побудови мереж для будівництва тунелів і метрополітену, створення геодинамічних полігонів, трасування транспортних магістралей, каналів тощо. Довжини сторін таких мереж рідко перевищують 10 км і переважно коливаються в межах від 2 до 7 км.

Конструкція мереж повинна включати замкнені геометричні фігури (трикутник, полігон, центральна система, геодезичний чотирикутник) з прив'язкою не менше ніж до трьох опорних пунктів.

Для врахування впливу випадкової a і систематичної b похибок приймача згідно з його характеристичним (регресійним) рівнянням точності $m_{s_0} = a + bS_{\text{км}}$, де $S_{\text{км}}$ – довжина вектора у кілометрах, встановлено [20], що довгу базу доцільно ділити на $N = bS/a$ частин або брати вектор довжиною $S_1 = S/N = a/b$ в кілометрах.

Для приладів Trimble 4600 LS цей вектор сягає 5 км, а для Trimble 5700 – 10 км, що варто враховувати в проектах побудови мереж у містах, на ГДП тощо. Тому для визначення тривалості сесій при GPS-спостереженнях необхідно передусім брати до уваги технічні можливості приймача, розташування і кількість супутників, місцеві особливості приймання сигналів (наявність забудови, дерев, установок електромагнітного випромінювання, можливості проходження радіосигналів від супутника до приймача тощо).

Основним критерієм точності GPS-спостережень при створенні геодезичних мереж вважається абсолютна m_s або відносна $m_s / S = 1/T$ похибки вимірювання вектора. Оскільки точність GPS-вимірювань суттєво залежить від тривалості спостережень, для вектора мережі довжиною S_i запишемо:

$$m_{S_i} = (a + bS_i) \sqrt{\frac{t_0}{t_i}} \text{ або } t_i = \left(\frac{a + bS_i}{m_{S_i}} \right)^2 t_0,$$

де t_0 – тривалість спостережень (переважно 5-10 хв), при якій забезпечується однозначність виміру вектора з похибкою m_{S_0} згідно з вказаною вище формулою; t_i – тривалість вимірювання векторів S_i ($t_i \geq t_0$).

Цей підхід враховує традиційну для геодезії повторюваність вимірювань (кількість прийомів), яка автоматично реалізується в приймачі та згідно з теорією похибок повинна зменшувати вплив випадкових і частково систематичних похибок. Якщо $a \approx bS_i$, то при $S_{\text{онт}} \approx 10$ км тривалість спостережень для $m_s \leq 5$ мм в сприятливих умовах сягатиме 4-х годин. На менших векторах (2 км) при цій же вимозі (5 мм) час спостережень теоретично зменшується до 20 хв, але на практиці цей інтервал треба збільшувати вдвічі-втричі.

Для оперативного визначення тривалості спостережень із запасом точності за формулою

$$m_{S_i} = 2(5\text{мм} + 1 \cdot S_i) \sqrt{\frac{10}{t_i}}$$

побудовано номограму (рис. 1.3), в якій на осі абсцис задається довжина бази (в кілометрах), а на осі ординат – нормативна допустима скп вимірювання цієї бази (в міліметрах). Для зручності користування номограмою в діапазоні довжин баз від 0,1 до 100 км [26] шкали номограми зроблено логарифмічними, лінії тривалості вимірів у верхній частині оцифровано у хвилинах з інтервалом у 30 хв, а у нижній – у годинах (1-24 год) із змінним інтервалом від 0,5 до 6 год. Якщо вибрана точка попадає у верхню зону номограми (вище лінії 10 хв), то це означає, що вимірювання можуть виконуватися з мінімальною тривалістю ($t_0 = 5-10$ хв).

Спостереження проводять кількома сесіями. Необхідна кількість сесій визначається за формулою

$$n = \frac{N - k}{r - k},$$

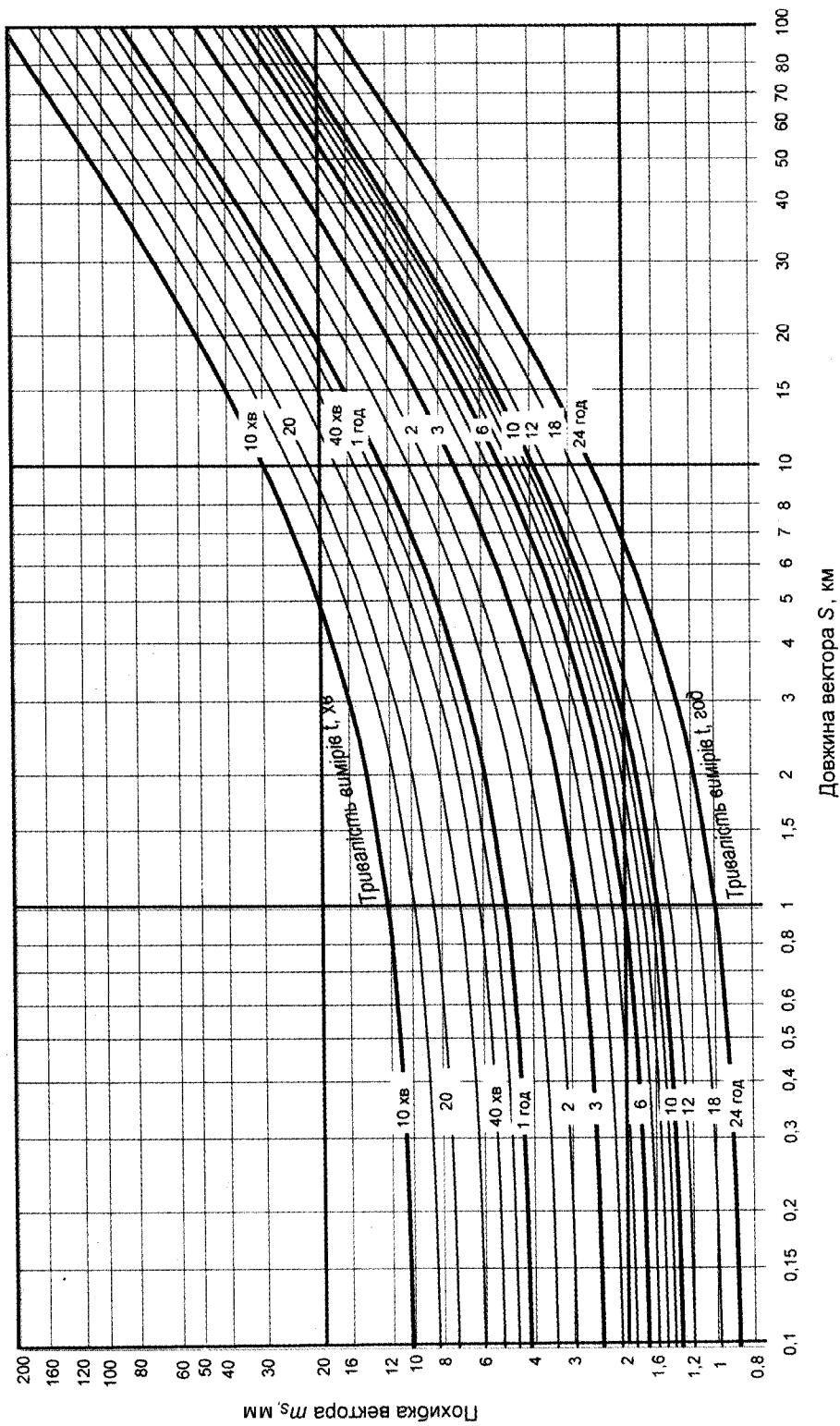


Рис. 1.3. Номограма для планування точності GPS-спостережень

де N, k – відповідно кількість пунктів мережі, що визначаються і перекриваються між сесіями; r – кількість робочих приймачів.

Результати обробляють за допомогою програмних продуктів виробників техніки, приводячи дані спочатку на еліпсоїд WGS-84, потім на еліпсоїд Красовського і, нарешті, отримуючи прямокутні координати пунктів у проекції Гаусса–Крюгера. Важливим елементом опрацювання вимірів є отримання даних про оцінку точності просторового положення кожного пункту мережі, похибку довжини і азимута вектора та його відносно похибку.

Завершуючи, зауважимо, що на практиці ще залишається традиційний метод триангуляції для побудови геодезичних мереж, але в сучасних умовах завдяки можливості одночасного вимірювання горизонтальних кутів і довжин ліній електронними тахеометрами він трансформувався в метод триангуляції*.

Для апріорного розрахунку точності елементів ряду трикутників з усіма вимірними кутами і зв'язковими сторонами, який доцільно виконувати на ПК за відомою програмою “Топоград”, нижче наведено формули К. А. Лапінга для похибок m_c , m_L , m_Q , m_α відповідно найслабшої сторони, її дирекційного кута та позовжнього і поперечного зміщень середньої точки ряду:

$$m_c = 0,58 \sqrt{m_S^2 + \frac{8n-9}{6n} \left(\frac{Sm_\beta}{\rho} \right)^2}; \quad m_\alpha = \sqrt{m_{\alpha_0}^2 + 0,67nm_\beta^2};$$

$$m_L = \sqrt{\frac{n+1}{4} m_S^2 + \frac{n}{8} \left(\frac{Sm_\beta}{\rho} \right)^2}; \quad m_Q = \sqrt{\frac{3}{4} (n+1)m_S^2 + \frac{n(n^2-1)}{72} \left(\frac{Sm_\beta}{\rho} \right)^2},$$

де m_S, m_β – скп вимірювання сторони і кута мережі; m_{α_0} – похибка дирекційного кута вихідної сторони ряду; n – кількість трикутників у мережі.

1.1.5. Полігонометричні мережі

Для виконання топографічних зніманих, планування забудови і забезпечення будівництва різних об'єктів у населених пунктах та промислових районах ДГМ згущується мережами полігонометрії 4 класу, 1 і 2 розрядів. Структуру і характеристики точності побудови цих мереж подано в табл. 1.1 [79].

При інженерних вишукуваннях і будівництві споруд у містах та промислових зонах щільність геодезичних пунктів може бути доведена до 8-ми на 1 км².

У відкритій та пересіченій місцевості інструкція допускає можливість побудови мереж трилатерації такого ж класу та розрядів. Відносні середні похибки вимірювання довжин сторін трикутників мереж (відповідно в межах 2-5, 0,5-5 і 0,3-3 км) не повинні перевищувати 1:120 000, 1:80 000 та 1:40 000. Гранична довжина ланцюга трикутників між вихідними пунктами не повинна перевищувати відповідно 14, 7 і 4 км.

* Тут і далі цей міжнародний термін автор вводить замість застарілої назви “лінійно-кутова мережа”.

Характеристика полігонометричних ходів

Характеристика	4 клас	1 розряд	2 розряд
Гранична довжина ходу, км:			
окремого	14	7	4
між вихідним і вузловим пунктами	9	5	3
між вузловими пунктами	7	4	2
Граничний периметр полігона, км	40	20	12
Довжини сторін ходу, км:			
найбільша	3	0,80	0,50
найменша	0,25	0,12	0,08
середня	0,50	0,30	0,20
Кількість сторін у ході, не більше	15	15	15
Скп виміряного кута (за нев'язками у ходах і в полігонах), кутові секунди, не більше	3	5	10
Допустима кутова нев'язка ходу або полігона, с (n – кількість кутів у ході)	$5\sqrt{n}$	$10\sqrt{n}$	$20\sqrt{n}$
Скп вимірювання довжини сторони, мм:			
до 500 м	10	10	10
від 500 до 1000 м	20	20	-
понад 1000 м	1:40 000	-	-
Відносна похибка ходу, не більше	1:25 000	1:10 000	1:5 000

З появою електронних тахеометрів полігонометрія як вид геодезичної мережі на закритих територіях (міст, селищ, сіл, промислових підприємств, будівельних майданчиків, тунелів та ін.) і теодолітні ходи як спосіб побудови знімальної основи отримують все ширше застосування у практиці.

Використання комп'ютерної техніки з програмами для розрахунку точності й урівноваження геодезичних побудов дозволяє ефективно планувати польові вимірювання, особливо при геодезичному забезпеченні будівництва та експлуатації інженерних споруд, зокрема в інженерній полігонометрії.

Аналіз поширених формул для розрахунку точності полігонометричних ходів свідчить, що похибки поперечного зсуву середньої точки ходу більші від розрахованих на ПК у 2,2-2,7 рази. На практиці це часто призводить до завищення точності вимірювання кутів та ліній у полігонометрії, а найголовніше – не дає об'єктивної оцінки отриманих результатів, особливо при спостереженнях за деформаціями споруд, коли потрібно знати похибку визначення положення контрольних марок.

На практиці треба мати на увазі, що точність полігонометричних ходів, крім точності вимірювань горизонтальних кутів та довжин ліній, також залежить від виміру кута азимутальної прив'язки на опорних пунктах ходу. Слід розрізняти три

типи азимутальної прив'язки: 1) на обох кінцях ходу (тип А-2); 2) на одному кінці ходу (тип А-1); 3) відсутність цієї прив'язки (тип А-0). Схеми таких ходів відтворює рис. 1.4.

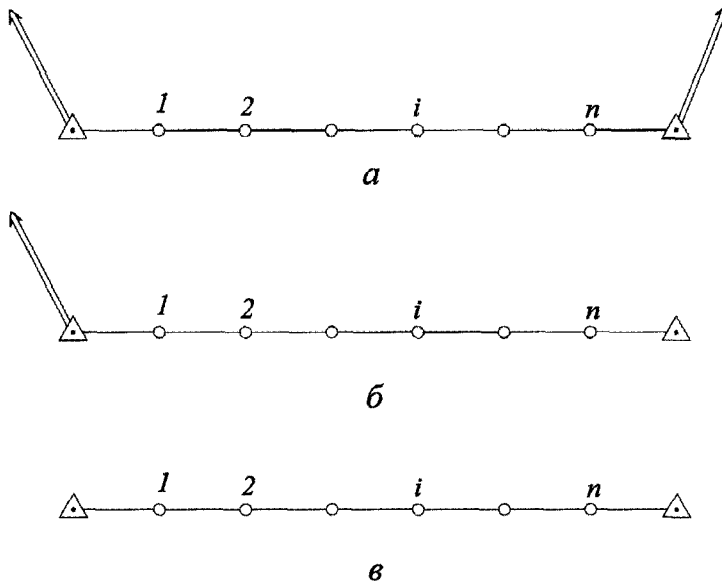


Рис. 1.4. Схеми азимутальних і координатних прив'язок полігонометричного ходу: а – азимутально-координатна на обох кінцях ходу; б – азимутально-координатна на одному пункті та координатна – на другому; в – координатна на обох пунктах

Зараз розрахунки точності полігонометричних мереж і ходів ведуть на ПК з використанням програм типу “Топоград”, що дозволяє враховувати структуру мережі або ходу, умови азимутальної прив'язки на кілька орієнтирних сторін, виконання додаткового контролю координат проміжної точки ходу за допомогою GPS-приймача тощо. Для ручного і наближеного розрахунку похибок нижче наведено відповідні формули.

У витягнутому полігонометричному ході з двома азимутальними прив'язками на кінцях (тип А-2), врівноваженому з урахуванням умов дирекційних кутів та координат, похибки дирекційного кута будь-якої сторони, поперечна та поздовжня похибки будь-якої (і середньої теж) точок ходу визначаються за формулами [29,63,132]

$$m_{\alpha_i} = m_{\beta} K_{\alpha_i}''; \quad K_{\alpha_i}'' = \sqrt{Q_{\alpha_i}} = \sqrt{\frac{i(n+1-i)}{n+1} \left\{ 1 - \frac{3i(n+1-i)}{n(n+2)} \right\}};$$

$$m_{u_i} = \frac{Sm_{\beta}}{\rho} U_i''; \quad U_i'' = \sqrt{i(i+1) \left\{ \frac{2i+1}{6} - \left[\frac{i(i+1)}{4(n+1)} + \frac{i(i+1)(3n-2i+2)^2}{12n(n+1)(n+2)} \right] \right\}};$$

$$m_{u_{n/2}} = \frac{Sm_{\beta}}{\rho} U_{n/2}''; \quad U_{n/2}'' = \sqrt{\frac{n(n+2)(n^2+2n+4)}{192(n+1)}} \approx n \sqrt{\frac{n+3}{192}};$$

$$m_{t_i} = m_s \sqrt{\frac{i(n-i)}{2n}}; \quad m_{t_{n/2}} = m_s \sqrt{\frac{n}{8}},$$

де m_β – скп вимірювання кута; Q_{α_i} – ваговий коефіцієнт; i – номер сторони ходу; n – кількість його сторін; $K_{\alpha_s}'' = \sqrt{Q_{\alpha_s}}$ – множник вагового коефіцієнта (два штрихи при K, Q і U означають азимутальну прив'язку на обох кінцях ходу); $m_{u_i}, m_{u_{n/2}}, m_{t_i}$ – поперечні та поздовжня похибки точок ходу.

Для полігонометричного ходу з одною кутовою і двома координатними прив'язками (тип А-1) вказані вище похибки визначаються за формулами [43]

$$m_{\alpha_i} = m_\beta K'_{\alpha_i}; \quad K'_{\alpha_i} = \sqrt{i \left[1 - \frac{3i}{4n} \left(\frac{2n+1-i}{n+1} \right) \right]^2}; \quad m_{\alpha_1} = \frac{m_\beta}{n+1} \sqrt{n(n-1)};$$

$$m_{\alpha_{0,3n}} = m_\beta \sqrt{0,105n + 0,161}; \quad m_{\alpha_{0,6n}} = m_\beta \sqrt{0,071n + 0,302}; \quad m_{\alpha_n} = \frac{m_\beta}{2} \sqrt{n};$$

$$m_{u_{n/2}} = \frac{Sm_\beta}{\rho} U'_{n/2}; \quad U'_{n/2} = \frac{n(n+2)}{\sqrt{116(n+1)}} \approx n \sqrt{\frac{n+3}{116}}; \quad m_{u_i} = m_{u_{n/2}} \left\{ 1 - e^{-0,764(i+0,071n)} \right\}.$$

Зауважимо, що в ходах типу А-1 похибки дирекційних кутів сторін мають два мінімуми і два максимуми: найменшу похибку має сторона, що примикає до пункту з азимутальною прив'язкою. Потім ця похибка зростає і отримує свій перший (умовний) максимум на стороні, віддаленій на $0,3 L$ від вихідного пункту з азимутальною прив'язкою, далі вона знижується до другого мінімуму на відстані $0,6 L$ від того ж пункту, після чого стрімко (майже лінійно) зростає до свого максимуму на стороні, яка прилягає до пункту з координатною прив'язкою. Похибка дирекційного кута середньої сторони в ході типу А-1, порівняно з ходом типу А-2, зростає на 23% і є ціною втрати точності внаслідок виконання тільки координатної прив'язки на другому опорному пункті.

У витягнутому полігонометричному ході типу А-0 маємо [98, 29]:

$$m_{\alpha_i} = m_\beta K^\circ_{\alpha_i}; \quad K^\circ_{\alpha_i} = \sqrt{\frac{(n-1)(2n-1)}{6n} - \frac{(i-1)(n-i)}{n}};$$

$$m_{\alpha_1} = m_{\alpha_n} \approx m_\beta \sqrt{\frac{n-1,5}{3}}; \quad m_{\alpha_{\frac{n}{2}}} = m_\beta \sqrt{\frac{n^2+2}{12n}};$$

$$m_{u_{n/2}}^0 = \frac{Sm_\beta}{\rho} U_{n/2}^0; \quad U_{n/2}^0 = \frac{n(n+2)}{\sqrt{60(n+1)}} \approx n \sqrt{\frac{n+3}{60}}.$$

Поздовжні похибки m , в ходах типу А-1 та А-0 аналогічні похибкам ходу типу А-2. Порівняно з ходом типу А-2 похибка дирекційного кута в ході типу А-0 суттєво (до $2m_{\beta}$) зростає на кінцях ходу і практично (до m_{β}) залишається незмінною в середині ходу. Тому на практиці перевагу слід надавати азимутальним прив'язкам на обох або одному кінці ходу, а при застосуванні ходів тільки з координатною прив'язкою необхідно забезпечити надійний контроль незмінності положення опорних пунктів, наприклад, прив'язкою ходу до третього опорного пункту, включенням проміжного пункту в GPS-мережу тощо.

Пункти полігонометрії на незабудованих територіях закріплюють ґрунтовими знаками, а на забудованих – стінними, забезпечуючи таким чином їх довготривале збереження. Конструкції наземних знаків даються в Інструкції [79]. Настінний полігонометричний знак конструктивно являє собою знак на консолі, прикріпленій до стіни будинку на висоті понад 2 м (рис. 1.5, а), або звичайний стінний репер, закладений в цоколі будинку на висоті 0,5 – 1 м від рівня тротуару (рис. 1.5, б, в, з, і). З огляду на можливі порушення стабільності консолі та незручності при центруванні теодоліта під консольним знаком, для практики виявилися зручнішими недорогі настінні знаки. За способом використання настінні знаки поділяють на дві групи: відновлювані та опорні.

Відновлюваний полігонометричний знак (див. рис. 1.5, б, в) має ту властивість, що тимчасово закріпленій на місцевості полігонометричний знак T з координатами (X, Y) дублюється двома стінними реперами на стіні будинку.

У створно-лінійному способі положення тимчасового наземного знака відновлюють за допомогою струни і рулетки, відкладаючи від ближнього стінного знака 2 горизонтальну відстань l , яка указана в картотечі або в окремих випадках береться $l = l_0$, де l_0 – відстань між стінними реперами. У другому варіанті положення наземного знака відновлюється способом лінійної засічки за відстанями l_1 та l_2 , які також в окремих випадках можна брати рівними l_0 , хоча практично така потреба відпадає.

Для точної побудови створу, вимірювання відстаней або горизонтальних кутів у настінних знаках просвердлюють вертикальні отвори діаметром 2 мм для встановлення в них візирних шпильок, малих марок або трипельпризми віддалеміра.

Опорний полігонометричний знак (див. рис. 1.5, з, і) відрізняється від попередніх тим, що під час прокладання полігонометричного ходу з його тимчасових пунктів одночасно координуються настінні знаки, чим створюються умови для визначення за ними положення будь-якого пункту T без відновлення колишнього тимчасового знака. Як показано на рис. 1.5, з, в цьому пункті достатньо встановити тахеометр і виміряти дві сторони l_1, l_2 та кут β між ними для лінійно-кутової засічки. Крім описаних вище конструкцій, які найбільше використовуються в містах України, кандидат технічних наук С. Н. Марченко [99] запропонував інші системи прив'язок, зокрема із трьох стінних знаків, що забезпечує контроль визначення координат. В усіх системах настінних знаків один із них служить висотним репером.

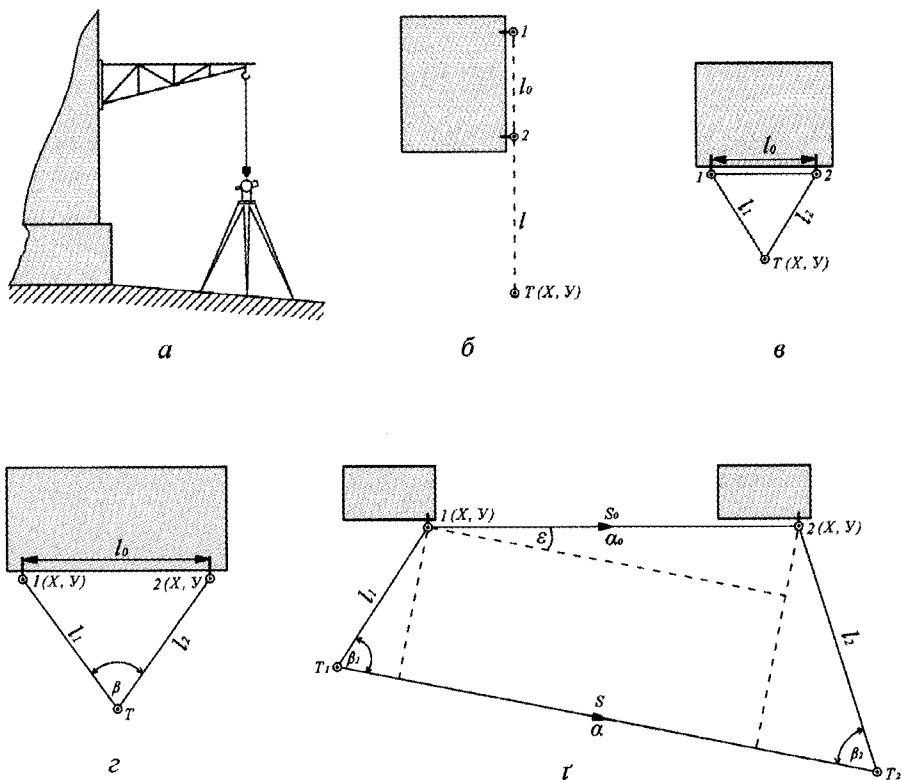


Рис. 1.5. Настінні геодезичні знаки:

a – консольний; *б*, *в* – парні відновлювальні; *г* – парний опорний; *д* – одинарний опорний

Незважаючи на високу точність отримання координат наземних пунктів, системи парних і навіть потрійних настінних знаків мають суттєвий недолік: через малі відстані (15-20 м) між ними похибка визначення (передачі) азимута на сторону геодезичної побудови (полігонометричного або теодолітного ходу) сягає $1-2'$, що вимагає відновлення або визначення двох віддалених між собою пунктів. У цій ситуації ефективнішими виявилися системи одинарних опорних настінних пунктів (див. рис. 1.5, *д*), віддалених один від одного на відстань до 150-200 м. Такі системи одержали широке застосування у Москві. В них наземні пункти T_1 і T_2 вибирають так, щоб між ними була взаємна видимість і забезпечувалася можливість їх технологічного зв'язку зі своїми настінними пунктами 1 і 2 , координати яких відомі, як довжина сторони S_0 та її азимут α_0 . Тому, вимірявши в наземних пунктах горизонтальні кути β_1, β_2 та відстані l_1, l_2 , а також довжину S сторони T_1T_2 , легко отримати кут ε непаралельності сторони T_1T_2 до сторони $1-2$ для визначення азимута α сторони T_1T_2 за формулами

$$\sin \varepsilon = \frac{1}{S_0} (l_2 \sin \beta_2 - l_1 \sin \beta_1); \quad \alpha = \alpha_0 + \varepsilon.$$

Для контролю правильності вимірів обчислюють довжину сторони T_1T_2 :

$$S = S_0 \cos \varepsilon + l_1 \cos \beta_1 + l_2 \cos \beta_2 .$$

Похибка визначення азимута шуканої сторони більше залежить від похибок вимірювання відстаней l і наближено обчислюється за формулою

$$m_\alpha = m_\varepsilon \approx \sqrt{2} \sin \beta \frac{m_l}{S_0} \rho .$$

Якщо $S_0 = 130$ м, $\beta = 60^\circ$ і $m_l = 2$ мм, похибка $m_\alpha = 3,9''$.

Для отримання координат наземних пунктів обчислення можна вести на ПК за програмою типу “Топоград” як для ходу з координатною прив’язкою.

1.1.6. Планова інженерно-геодезична мережа у будівництві

Призначення та вимоги до точності інженерно-геодезичних мереж.

Планово-висотну геодезичну мережу використовують для перенесення в природу осей споруд і обладнання в процесі їх будівництва і монтажу, а також при вимірюванні деформації в процесі експлуатації. Точність побудови мереж залежить від технічних вимог до взаємного положення елементів і вузлів об’єктів. Крім того, висувуються вимоги до щільності й розташування пунктів мережі. З цих вимог основними є:

- похибки взаємного положення суміжних пунктів мережі повинні узгоджуватись з необхідною точністю з’єднання (монтажу) конструкцій споруд, технологічного устаткування, трубопроводів;
- щільність пунктів повинна бути достатньою для оперативного виконання розмічувальних робіт, контрольних-монтажних вимірювань і визначення деформації фундаментів і конструкцій споруд та обладнання;
- при виборі місця розташування пунктів мережі слід враховувати можливість їх надійного збереження і доступу в процесі виконання робіт, максимального використання і передачі вертикальним проєціюванням на монтажні горизонти;
- похибка взаємного положення суміжних пунктів мережі в плані та по висоті повинна бути в 2-3 рази менше, ніж похибка вивіряння положення елементів споруд.

Структура планових мереж. Конструкція інженерно-геодезичної мережі для будівництва та експлуатації інженерних споруд залежить від форми об’єкта, умов видимості, наявності геодезичної техніки і т. д. На будівельному майданчику розрізняють зовнішню і внутрішню геодезичні мережі.

Зовнішню геодезичну мережу (ЗГМ) створюють навколо одної або групи споруд для винесення їх осей в природу та контролю будівельно-монтажних робіт на території майданчика, а *внутрішню* (ВГМ) – безпосередньо на вихідному ярусі споруди для контролю положення будівельних конструкцій.

Для побудови обох типів мереж зараз на практиці найбільше застосовують методи триангуляції, трилатерації та полігонометрії. Сторони мереж, як пра-

вило, рівнобіжні осям споруд, технологічних ліній, а їх пункти намагаються максимально наблизити до об'єкта, враховуючи при цьому умови їх збереження і незмінності положення.

Конструкції зовнішніх мереж вписують переважно у планувальну структуру будівельного комплексу і на великих промислових об'єктах вони утворюють систему прямокутників або квадратів — геодезичну будівельну сітку. Довжини сторін будівельної сітки становлять 100–200 м, переважно кратні 10–20 м. Довжини сторін внутрішньої геодезичної мережі коливаються від 10 до 30 м, а іноді сягають до 100 м з розмічуванням створних пунктів.

Конструкції внутрішніх мереж повторюють контури споруди або технологічного обладнання і здебільшого створюють монтажну сітку зі сторонами від 20 до 100 м.

Горизонтальні кути вимірюють електронними тахеометрами (теодолітами) 2 і 5"-ї точності, а відстані – світловіддалемірами з похибкою 5–10 мм у геодезично-будівельній сітці і не більше 1–2 мм – у геодезично-монтажній.

Для забезпечення монтажу прецизійного технологічного обладнання (прискорювачі елементарних частинок, турбоагрегати, компресори, теплоенергетичне обладнання АЕС тощо) похибка взаємного розташування пунктів геодезично-монтажної сітки не повинна перевищувати 0,2–1 мм, що вимагає застосування спеціальних конструкцій геодезичних знаків для примусового центрування геодезичних приладів. Кути вимірюють високоточними теодолітами ($m_{\beta} = 0,5–1''$), а довжини сторін – лазерними інтерферометрами або підвісними інварними дринами ($m_s = 0,1–0,5$ мм).

Найпоширеніші схеми мереж трилатерації і триангулатерації відображено на рис. 1.6.

У зв'язку зі слабкою жорсткістю трилатераційні мережі будують переважно із лінійних геодезичних чотирикутників (прямокутники, квадрати), центральних систем або їх комбінацій із симетричних фігур. Такі мережі характеризуються однаковою точністю визначення взаємного положення пунктів, що має велике значення для забезпечення однакової точності монтажу протяжних технологічних ліній. Зауважимо, що вони вигідні і в організаційному відношенні, оскільки у них використовуються одні й ті ж прилади для лінійних вимірювань.

Для оцінювання проекту мережі визначають або похибку взаємного положення суміжних пунктів (сторони) мережі, або функції врівноважених величин (координат, кутів, сторін, азимутів). Похибка функції елемента мережі визначається за формулою

$$m_F = \mu \sqrt{\frac{1}{P_F}},$$

де μ – скп визначення сторони мережі з вагою $P = 1$; $1/P_F$ – обернена вага функції.

Вага вимірної сторони визначається як величина обернено пропорційна квадрату скп її вимірювання.

У реакторних відділеннях АЕС на залізобетонній плиті мають місце деформації, зумовлені усадкою і релаксацією бетону, які в середньому сягають значень 1/2 000 від-

стані між пунктами. Оскільки це позначається на точності монтажу обладнання через зміщення пунктів опорної геодезичної мережі, від яких ведеться контроль його установки, і закладних деталей, на які воно встановлюється, то виникає необхідність створення стабільної геодезичної мережі, вільної від деформації.

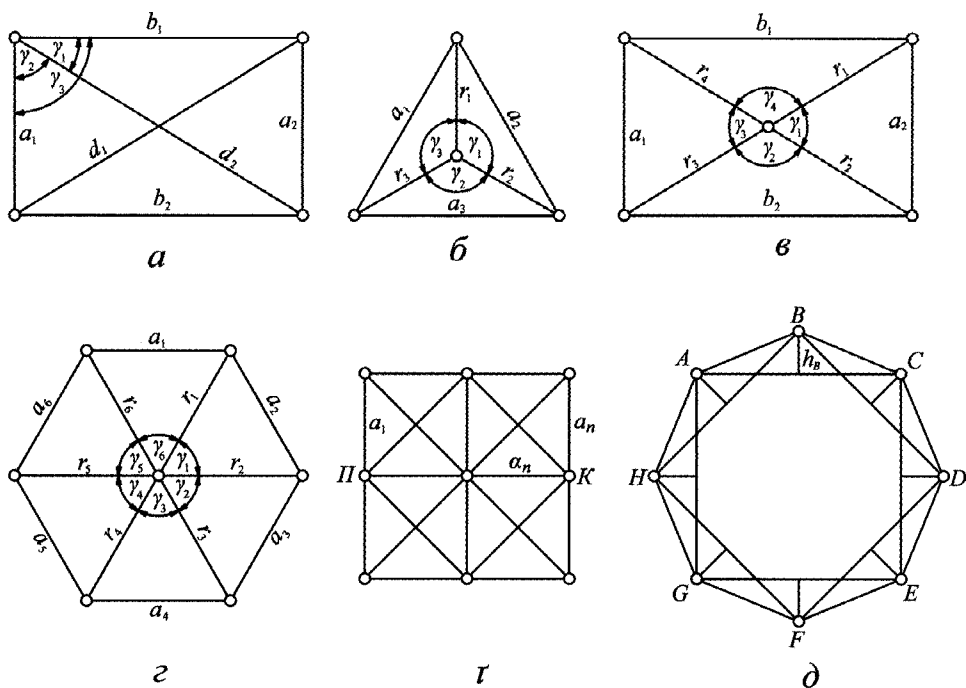


Рис. 1.6. Геодезичні мережі трilaterації і тріангуляції:

a – геодезичний чотирикутник; *б, в, з* – центральні системи; *г* – подвійний ряд геодезичних чотирикутників; *д* – кільцева мережа трикутників з вимірними висотами

У Макіївському інженерно-будівельному інституті (нині це Донбаська академія будівництва та архітектури) було запропоновано струнну геодезичну мережу у формі центральної системи трilaterації, центральний пункт якої розташовується на осі реактора. Радіальні й периферійні сторони такої мережі складаються з інварних дротин, у вузлах кріплення яких на пластинах накернені марки, що позначають центри пунктів. Натяг струн здійснюється пружинними динамометрами, прикріпленими одним кінцем до опорної плити споруди. Струни поміщені в горизонтальних каналах плити перекриття реакторного відділення і підтримуються в горизонтальному положенні за допомогою системи поплавків. Зв'язок з пунктами здійснюється за допомогою невеликих колодязів, над якими можна центрувати геодезичні прилади (теодоліт, візирні марки, прилад вертикального проєціювання).

У видозміненій конструкції мережі – аналога тріангуляції – у периферійній частині плити центрального знака встановлюють індуктивні датчики для вимірювання куткових поворотів дротин. За виміряним кутом α можна розрахувати поперечне зміщення радіального пункту мережі:

$$\Delta = l \sin \alpha / r ,$$

де l – відстань між датчиком і центральним знаком; r – довжина радіальної сторони мережі.

Це означає, що за значенням Δ мережу можна повернути у вихідне положення, для якого задано координати радіальних пунктів. Для вивчення характеру і величини деформації плити вихідного монтажного горизонту поруч зі струнною маркою закладають деформаційний знак-дублер.

У *мережах триангуляції*, як правило, вимірюють не всі, а найбільш ефективні елементи мережі (кути або сторони), які створюють сприятливі умови для їх вимірювання та врівноваження.

Для створення ЗГМ на будівельних майданчиках використовують *просторові триангуляції*, замінюючи геометричне нівелювання тригонометричним. При врівноваженні таких мереж ваги для виміряних горизонтальних і зенітних кутів та відстаней визначають відповідно за формулами

$$p_B = 1; p_z = 1/m_z^2; p_S = 1/m_S^2.$$

Для розрахунку точності та зрівнювання планових мереж триангуляції, трилатерації та полігонометрії користуються програмами типу “Топоград” НДІГК. Грунтовні дослідження способів побудови та врівноваження просторових інженерно-геодезичних мереж триангуляції виконав кандидат технічних наук І. С. Куриляк [93].

Мережі з витягнутих трикутників знайшли широке застосування у будівництві лінійних і криволінійних споруд – конвеєрних ліній, тунелів і метрополітенів, прискорювачів елементарних частинок тощо. В таких мережах триангуляції вимірюють головним чином всі горизонтальні кути і відстані. Для підвищення точності передачі азимута додатково вимірюють і висоти витягнутих трикутників. Подібні мережі широко практикуються при будівництві кільцевих прискорювачів елементарних частинок.

Принципову схему мереж наведено на рис. 1.7. Кількість пунктів траси залежить від довжини споруди і коливається від 24-х до 60-ти з таким розрахунком, щоби висота трикутника була близька до 1,0-1,5 м. Висоти вимірюють за допомогою лінійного жезла, який одним кінцем укладається у втулку геодезичного знака, а другим за допомогою мікрометра приводиться в контакт зі струною, що задає довгу сторону трикутника.

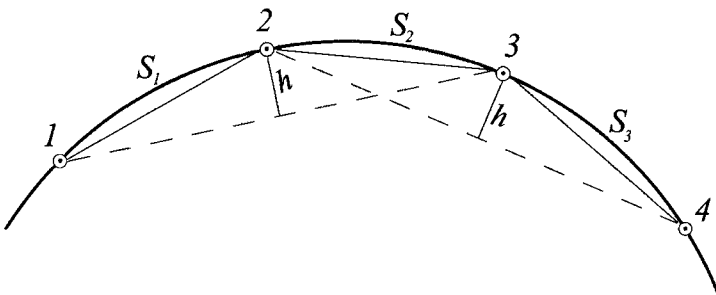


Рис. 1.7. Мережа із витягнутих трикутників

Внутрішній горизонтальний кут між короткими сторонами трикутника визначається за формулою

$$\beta = 180^\circ - (\arcsin h / S_1 + \arcsin h / S_2).$$

Похибка

$$m_\beta = \rho \sqrt{\left[\frac{m_h}{h} (k_1 + k_2) \right]^2 + \left(\frac{m_h}{h} \right)^2 (k_1^2 + k_2^2)}; \quad k_i = h / S_i; i = 1, 2.$$

На величину похибки кута більше впливає перший член підкореневого виразу. Тому дану формулу можна записати як

$$m_\beta \approx \frac{m_h}{h} (k_1 + k_2) \rho.$$

Якщо $k_1 = k_2 = 1/20$, $h = 1$ м, $m_h = 0,05$ мм, то $m_\beta = 1''$. Зауважимо, що виконання вимірювань висот трикутників вимагає створення належних умов для погашення коливань довгих струн, але воно дозволяє уникнути впливу бокової рефракції при кутових вимірюваннях у тунелях при встановленні обладнання, яке служить джерелом теплового випромінювання.

1.1.7. Геодезична будівельна сітка

1.1.7.1. Побудова сітки способом полігонометрії

Впровадження у практику електронних віддалемірів та GPS-приймачів сприяє широкому використанню полігонометрії для побудови геодезичної будівельної сітки. Розрізняють одно- і дворозрядні побудови сітки.

Однорозрядні сітки використовують на малих майданчиках. Таку мережу із п'яти прямокутників передає рис. 1.8, де вказано дані розрахунку її точності при вимірюванні кутів і довжин сторін з похибками $3''$ і 3 мм. Під довжиною кожної сторони вказано похибки визначення цих сторін у міліметрах та їх дирекційних кутів у секундах. На двох лініях 21-23 і 14-34 для забезпечення видимості між їх пунктами вибрано створні точки C_1 і C_2 . За вихідний прийнято пункт 11 з орієнтовною лінією 11-13. За даними розрахунку точності сітки, найслабшим виявився пункт 44: похибка його положення становить 10 мм і менша 50 мм за допуском.

На виробництві застосовують в основному *дворозрядні побудови* – каркасна і згущувальна мережі. Для розрахунку точності побудови дворозрядної сітки розглянемо принцип організації вимірювань її елементів (рис. 1.9), на якому подвійними лініями показано полігонометричний каркас і одинарними – два згущувальні ходи. Точність центрування приладів доцільно узгоджувати з похибкою вимірювання кутів за допомогою номограми (рис. 1.10). Похибка взаємного положення двох сусідніх пунктів сітки буде найбільшою на стороні M_1M_2 , пункти якої розташовані в середині двох паралельних і пов'язаних між собою ходів. Оскільки кожен із цих ходів опирається на кінцях на пункти і сторони K_1K_2 і K_3K_4 замкнутого каркасного ходу, то похибки поперечного і поздовжнього зміщень середньої точки ходу мають відповідати умові

$$\sqrt{\left(\frac{S_1 m_{\beta_1}}{\rho \sqrt{192}}\right)^2 (n_1 + 2)^3 + \frac{n_1}{2} m_{S_1}^2} \leq \frac{S_2}{2\sqrt{2}T},$$

де S_1, S_2 – довжини сторін каркасного і згущувального ходів; m_{β_1}, m_{S_1} – похибки вимірювання кутів та сторін згущувального ходу; n_1 – кількість сторін у ньому; T – знаменник допустимої відносної похибки сторони сітки у найслабшому її місці.

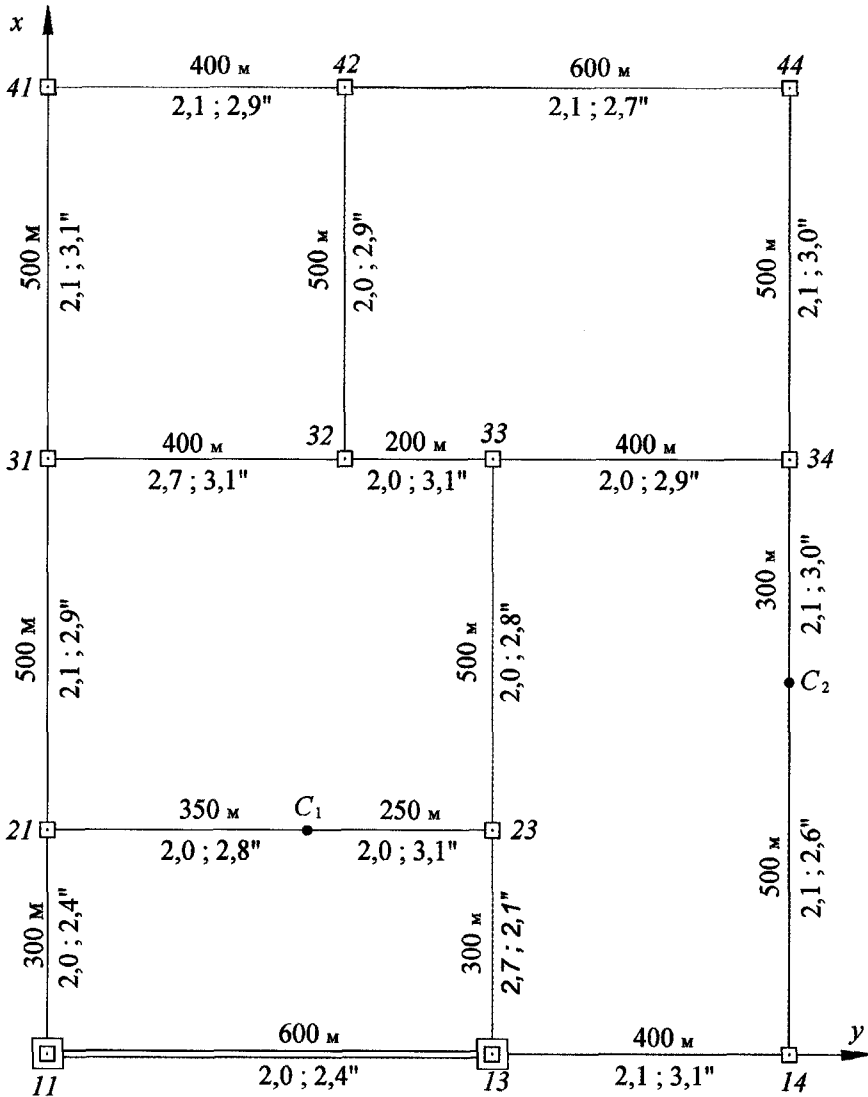


Рис. 1.8. Побудова сітки способом однорозрядної полігонометрії

Через те що похибки кутових і лінійних вимірів для одної сторони близькі між собою і шукана величина n_1 знаходиться в діапазоні від 5 до 10, то з метою врахування впливу другого члена підкореневого виразу можна дещо збільшити величину першого члена, взявши у кубі вираз $(n_1 + 3)$. Тоді після незначних перетворень одержимо:

$$n_1 \leq \sqrt[3]{24 \left(\frac{S_2 \rho}{TS_1 m_{\beta_1}} \right)^2} - 3. \quad (1.1)$$

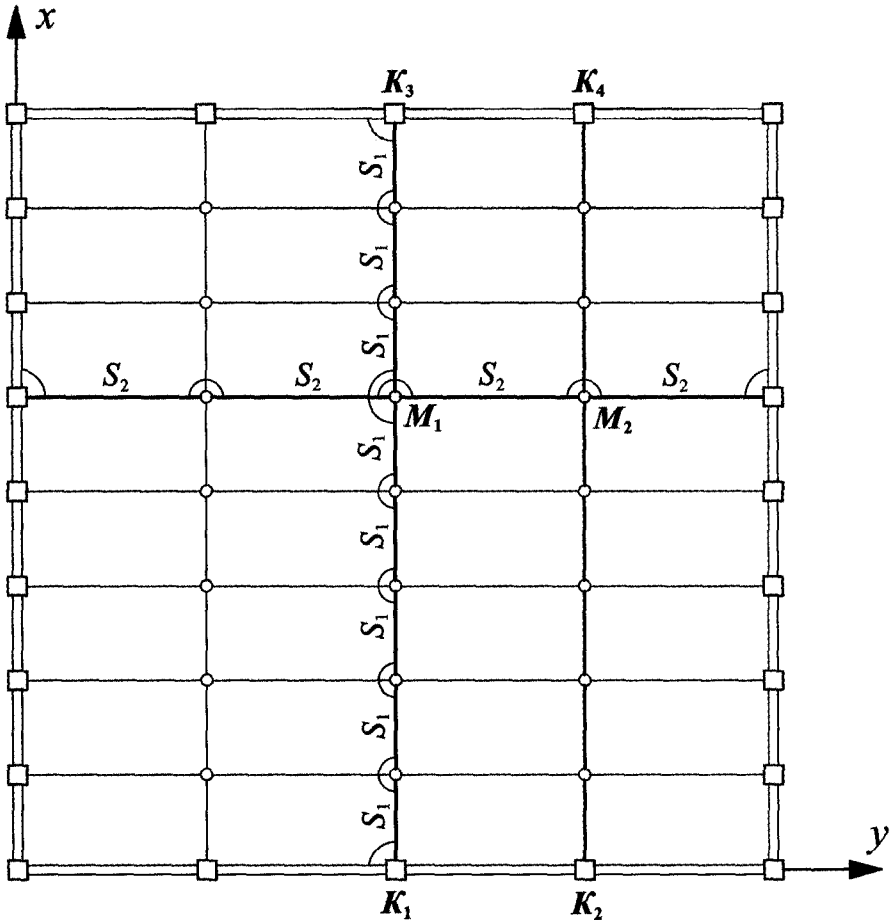


Рис. 1.9. Побудова сітки способом дворозрядної полігонометрії

Для сітки квадратів ця формула виглядає так:

$$n_1 \leq \sqrt[3]{24 \left(\frac{\rho}{Tm_{\beta_1}} \right)^2} - 3.$$

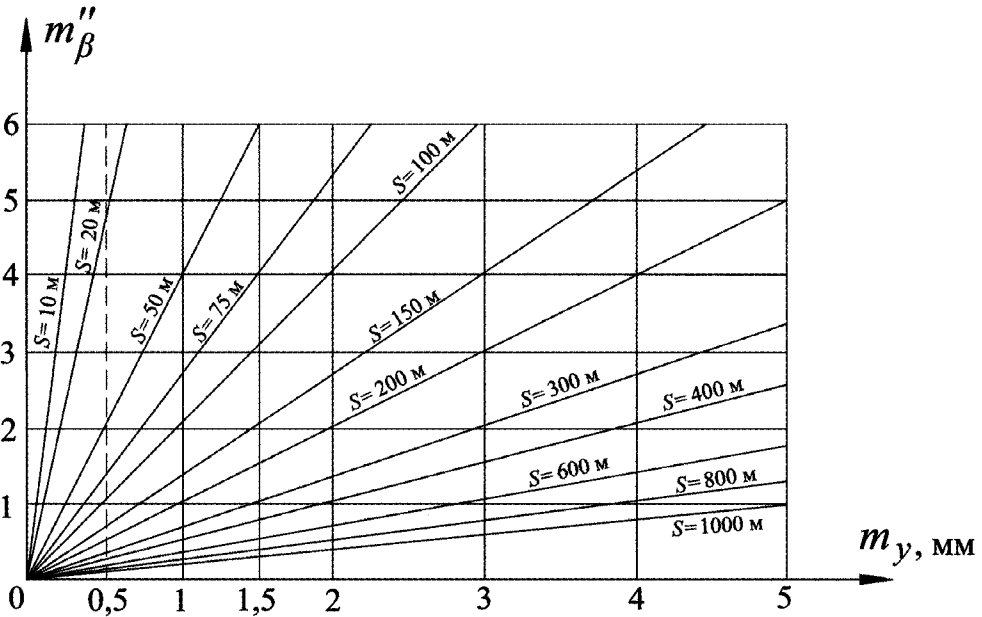


Рис. 1.10. Номограма для вибору оптимальної довжини сторони мережі залежно від похибок вимірювання горизонтальних кутів та установок теодоліта

Для визначення допустимої кількості сторін прямокутного каркасного ходу приймемо умову, щоб його сумарна поперечна і поздовжня похибки були вдвічі меншими від похибки згущувального ходу, тобто:

$$\sqrt{\left(\frac{S_1 m_{\beta_1}}{\sqrt{96}}\right)^2} (n_1 + 2)^3 + \frac{n_2}{2} m_2^2 \leq \frac{S_2}{4T},$$

де n_1 – кількість сторін каркасного ходу, який перпендикулярний до ходу згущення сітки.

Оскільки перший член підкореневого виразу суттєво переважає другий, то за аналогією до попереднього візьмемо його із запасом $(n_1 + 3)$ і тоді отримаємо:

$$n_1 \leq 3 \sqrt[3]{6n_2 \left(\frac{S_2 p}{TS_1 m_{\beta_1}}\right)^2} - 3. \quad (1.2)$$

При заданих довжинах сторін каркасного і згущувального ходів розмір прямокутника каркасу сітки становить $L_1 \times L_2$, де $L_1 = n_1 S_1$, $L_2 = n_2 S_2$; периметр каркасного ходу $P_1 = 2(L_1 + L_2)$, а довжина згущувального ходу L_2 .

Для прикладу розрахунку параметрів сітки в одному каркасі приймемо, що каркасний хід полігонометрії вимірюється за 1-м розрядом точності, а хід згущення – за 2-м розрядом (похибки вимірювання кутів та сторін відповідно становлять

5", 3 мм і 10", 10 мм). Довжини сторін відповідно дорівнюють 200 і 100 м, а гранична відносна похибка сторони сітки не повинна перевищувати 1:5 000. В результаті за формулами одержано: $n_2 = 4$ і $n_1 = 7$, $L_2 = 900$ м і $L_1 = 1\,400$ м, $P = 4\,600$ м. Якщо відносна гранична похибка сітки не повинна перевищувати 1:10 000, то при тих же вихідних даних кількість сторін $n_2 = 4$, $n_1 = 2$ і каркас сітки матиме розмір 400×400 м з одним ходом згущення довжиною 400 м по середині каркаса.

1.1.7.2. Побудова сітки створно-лінійним способом

Цим способом зручно користуватися під час трасування будівельної сітки. Для цього спочатку треба побудувати каркас сітки, зредувати його пункти у проектне положення і тільки після цього приступати до розмічування вздовж створу проміжних пунктів між протилежними пунктами каркаса. В залежності від умов місцевості та організації вимірювань розмічування можна вести способами зростаючого і послідовного створів.

У **способі зростаючого створу** тахеометр встановлюють у початковому пункті, орієнтирну марку – у кінцевому, а всі проміжні пункти сітки цього створу розмічують відкладанням тахеометром горизонтального прокладення по створу. Допустиму довжину створу визначають на основі аналізу похибок розмічування проміжних пунктів двох створів: $K_1 - K_3$ і $K_2 - K_4$ (див. рис. 1.9). Відстань між створами S_2 і між пунктами створів S_1 , кількість ліній у створах n_1 і створних пунктів $k = n_1 - 1$. Точність розмічування пункту в одному створі визначається похибками центрування $m_{ц}$ тахеометра та візирної марки, візування $m_{в}$, відкладання відстані $m_{с}$ і фіксації точки $m_{ф}$, сумарна дія яких у двох створах на похибку сторони сітки M_1M_2 виражається формулою

$$\sqrt{4m_{ц}^2 + 4\left(\frac{kS30''}{V\rho}\right)^2 + 2km_{с}^2 + 2km_{ф}^2} \leq m_{с},$$

де $m_{с} = S/2T$ – допустима середня квадратична похибка сторони сітки, в якій за малістю не враховується похибка вихідних сторін каркаса; $30''/V$ – похибка візування трубою тахеометра; $m_{с}$ – похибка відкладення довжини лінії.

За цією формулою можна розрахувати максимальну кількість пунктів у створі або довжину створу. Якщо взяти $m_{с} \leq 10$ мм і похибки установок 1 мм, відкладення відстані 2 мм ($S_1 = 100 - 500$ м), збільшення зорової труби тахеометра $25\times$, то $k \leq 5$ і довжина створного ходу не повинна перевищувати 500 м. Цю похибку можна трохи зменшити, якщо розмічування вести з пунктів каркаса до середини ходу, але особливого ефекту не буде, оскільки найвпливовішою у даному процесі є похибка відкладення відстані ($k \approx m_{с} / m_{с}$).

У способі послідовного створу розмічують тільки один пункт створу, в якому після його тимчасової фіксації встановлюють тахеометр, орієнтують його по створу і знову розмічують тільки один пункт і т. д. до кінця створу з контролем сумарної довжини створного ходу. Лінійну нев'язку, яка виникає внаслідок похибок відкладання горизонтальних прокладень, розподіляють пропорційно відстані створного пункту від пункту каркасу. У цьому способі кожний наступний створний пункт матиме як похибки розмічування всіх попередніх пунктів, так і власні. Тому для останнього пункту в одному створі (як найслабшого) запишемо:

$$\sqrt{(n_1 + 1)[m_{\text{ц}}^2 + m_{\text{ф}}^2 + \left(\frac{S30''}{V\rho}\right)^2 + m_{\text{з}}^2]} \leq \frac{m_{\text{с}}}{\sqrt{2}}.$$

Очевидно, що для середнього пункту ходу під коренем треба брати $k = (n_1 + 1)/2$. Для прикладу візьмемо дані способу зростаючого створу. Тоді отримаємо $n_1 = 7$, що є свідченням можливості незначного збільшення довжини ходу (в даному випадку до 700 м). Але при використанні цього способу необхідно проявити високу старанність, щоб не допустити помилок при розмічуванні та фіксації попередніх пунктів. Ризик допущення браку зменшується, якщо розмічування створних пунктів вести з каркасних пунктів до середини ходу.

Обидва способи зручні для використання, коли забезпечується пряма видимість між пунктами каркаса сітки, побудованого, наприклад, способом полігонометрії з відредукованими пунктами (рис. 1.11). У горбистій місцевості виникає

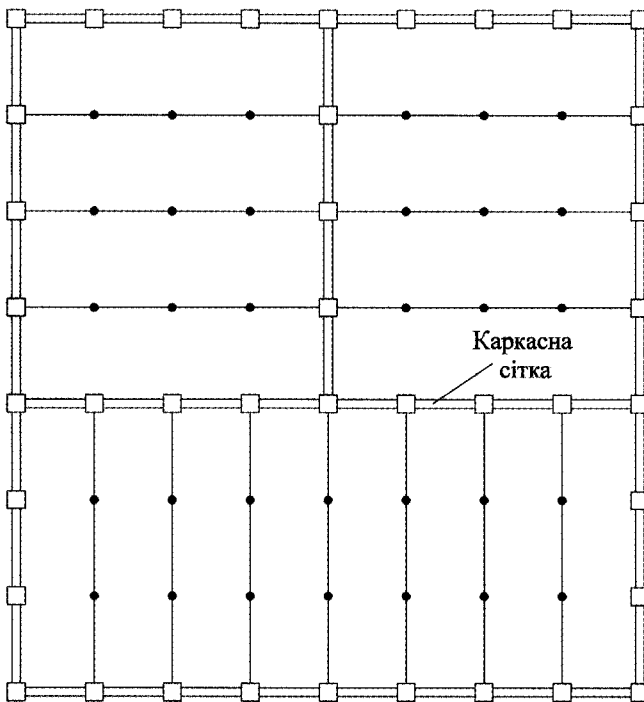


Рис. 1.11. Побудова сітки створно-лінійним способом у каркасах полігонометрії

необхідність визначення проміжних (орієнтирних) точок створу, методику визначення яких описано в п. 4.5. Якщо така методика технологічно невігідна, використовують полігонометричний хід з азимутальною або координатною прив'язками.

1.1.7.3. Побудова сітки способом бездіагональних чотирикутників

Спосіб бездіагональних чотирикутників розробив професор І. В. Зубрицький. В його основу покладено визначення довжин двох суміжних сторін c і d чотирикутника (рис. 1.12) за вимірними двома суміжними сторонами і чотирма кутами (четвертий кут – контрольний):

$$c = \frac{a \sin \alpha + b \sin(\gamma + \delta)}{\sin \delta}; \quad d = \frac{b \sin \gamma + a \sin(\alpha + \delta)}{\sin \delta}.$$

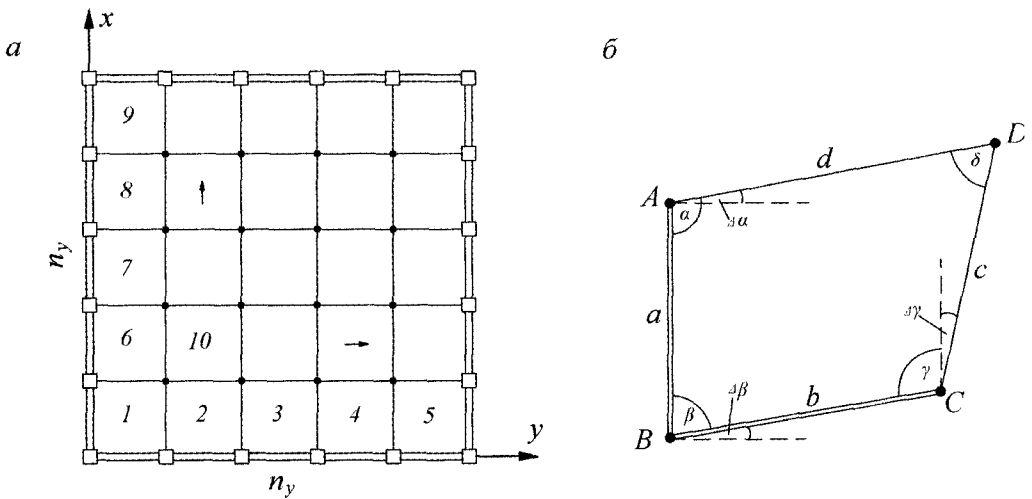


Рис. 1.12. Побудова сітки способом бездіагональних чотирикутників:
а – структура сітки; б – визначення довжин сторін

Оскільки у будівельній сітці всі кути чотирикутників близькі до прямих, то можна записати:

$$c = a + b \sin(\alpha + \beta - 180^\circ); \quad d = b + a \sin(\beta + \gamma - 180^\circ),$$

де у дужках подано відхилення вимірних кутів чотирикутника від проектних значень (90°). Вказані формули можна використовувати для контролю вимірів окремих фігур при аналізі нев'язок, але при умові, що відхилення прямих кутів і сторін сітки від проектних не перевищують допусків:

$$\Delta\gamma \leq \rho \sqrt{\frac{1}{10T}}; \quad \frac{\Delta S}{S} \leq \sqrt{\frac{1}{10T}}.$$

Якщо $T = 25\,000$ і $\Delta\gamma \leq 7'$, то відносна похибка лінійних вимірів при попередньому розмічуванні пунктів сітки має бути не більшою, ніж 1:500 (точність ниткового віддалеміра).

У будівельних сітках із чотирикутників формуються окремі ряди, секції або їх з'єднання, якими покривають малі й великі будівельні та промислові майданчики, при цьому лінійні вимірювання проводять по периметру секцій, а в середині їх вимірюють тільки кути. Закриття вимірних сторін по периметру секцій забезпечує надійний контроль всіх елементів сітки. Найпоширеніші варіанти побудови сіток показано на рис. 1.13.

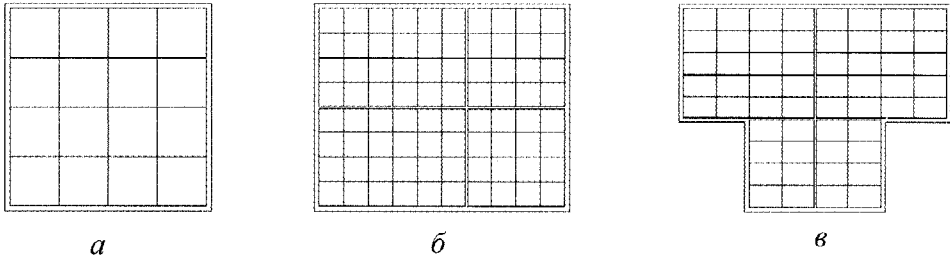


Рис. 1.13. Варіанти побудови сітки:
а – 1-секційна; б – 2-секційна; в – 4-секційна

Розрахунок точності елементів сітки проводять з врахуванням її структури. Беручи до уваги рівноточне вимірювання сторін та кутів сітки, запишемо формули для похибок пунктів, розташованих у середині (найслабшому місці) секції:

$$m_c = \sqrt{m_a^2 + n_x (bm_\beta / \rho)^2}; \quad m_d = \sqrt{m_b^2 + n_y (am_\beta / \rho)^2},$$

де m_a, m_b, m_c, m_d – похибки вихідних та визначуваних сторін; m_β – похибка вимірювання кутів; n_x, n_y – кількість сторін секції вздовж осі абсцис і ординат.

За цими похибками оцінюється дотримання нормативних вимог до точності побудови сітки:

$$\frac{m_c}{c} \approx \frac{m_d}{d} \leq \frac{1}{tT},$$

де t – коефіцієнт точності (надійності), який може прийматися рівним 2, 2,5 і 3 відповідно при ймовірності $P = 0,954$; $P = 0,988$; $P = 0,997$.

У сучасному індустріальному будівельно-монтажному виробництві користуються переважно першими двома значеннями коефіцієнта.

Допустима кількість чотирикутників по рядах і в секції визначається за формулами (із врахуванням похибок вихідних сторін, які вимірюються з подвійним запасом точності, тобто при $m_a / a = m_b / b = 1 / 4T$):

$$n_x \leq 0,75 \left(\frac{a\rho}{tTm_\beta} \right)^2; \quad n_y \leq 0,75 \left(\frac{b\rho}{tTam_\beta} \right)^2; \quad N = \sqrt{n_x n_y} \leq 0,75 \left(\frac{\rho}{tTm_\beta} \right)^2.$$

Аналіз цих формул свідчить, що форма фігур сітки (прямокутники чи квадрати) впливає на форму секції. Так, якщо сітку будувати із прямокутників зі сторонами $S_x = a = 100$ м і $S_y = b = 200$ м із заданою граничною відносною похибкою сторін

1:10 000, то при $t = 2$ допустима кількість сторін в одній секції не повинна перевищувати $n_x = 1$ та $n_y = 17$, тоді як при квадратних чотирикутниках $n_x = n_y = 3$ – незалежно від довжин сторін сітки. Ця картина загалом зберігатиметься і при інших вимогах до точності сітки та раціональному виборі точності вимірювань сторін і кутів. Тому під час проектування сітки форму чотирикутників треба по можливості наближати до квадратів зі співвідношенням сторін 1:1,5. Електронні тахеометри дозволяють вести такі вимірювання без обмежень, тобто й у середині секцій, що сприяє підвищенню точності побудови сіток і збільшенню покриття територій.

1.1.7.4. Побудова сітки способом лінійних бездіагональних чотирикутників

В основу способу покладено принцип лінійної засічки точок сітки під прямим кутом. Його реалізація на практиці можлива двома методами: 1) створенням мережі бездіагональних чотирикутників тільки з вимірними сторонами та прив'язкою не менше ніж до 3-х пунктів каркасної мережі або ходу; 2) відкладанням сторін сітки уздовж абсцисних та ординатних створів від зредукованих пунктів каркасного полігона (рис. 1.14).

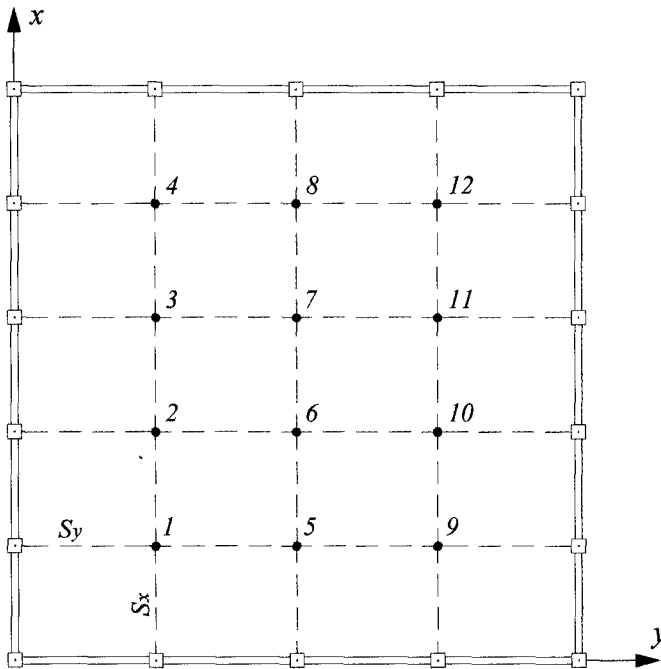


Рис. 1.14. Побудова сітки способом лінійних бездіагональних чотирикутників

Довжини сторін відкладають електронними рулетками або віддалемірами по створах. У 1-му випадку мережу врівноважують за програмою типу “Топоград” та за різницею проектних і фактичних координат редукують пункти сітки у проектне положення. В проектах точність пунктів сітки можна розрахувати за цією ж програмою, а оцінити – за даними врівноваження польових вимірів.

У 2-му методі розподіляють нев'язку створного ходу пропорційно віддаленості пункту сітки від початку створу, отримують фактичні довжини сторін сітки і за різницею суми проектних і виправлених сторін визначають редукції пунктів сітки окремо по кожному створу. Найслабшим буде пункт, розташований у середині сітки, похибку якого можна розрахувати за формулою

$$M_{n/2} = \sqrt{0,5(n_x + n_y)(m_{S_x}^2 + m_{S_y}^2)},$$

де m_{S_x}, m_{S_y} – похибки відкладання відстаней; n_x, n_y – кількість сторін створів відповідно по осі абсцис і ординат.

Очевидно, що такі лінійні сітки, як антипод кутових сіток із бездіагональних чотирикутників, можуть знайти застосування у промислових цехах для збирання великогабаритних конструкцій, коли кутові вимірювання в мережах неефективні через наявність коротких сторін, тобто без примусового центрування, за винятком застосування промислових вимірювальних систем.

1.1.7.5. Побудова сітки способами засічок

Спосіб ходової кутової засічки як аналог сітки бездіагональних чотирикутників запропонував професор В. М. Ганьшин [59]. Технологія побудови таких сіток не відрізняється від способу бездіагональних чотирикутників (див. п. 1.1.7.3), за винятком методики опрацювання вимірів. Вона базується на тому, що координати пунктів сітки в секції визначають незалежно по створних ходах: абсциси обчислюють в ординатному витягнутому ході, а ординати – в абсцисному. Спочатку в кожному ході, який опирається на кінцях на сторони каркасного ходу, за виправленими кутами обчислюють дирекційні кути сторін ходу, а потім за різницями проектних і фактичних дирекційних кутів – прирости координат для кожної сторони:

$$\Delta x_i = d_j \sin(90^\circ - \alpha_j); \quad \Delta y_j = c_i \sin(\alpha_i - 0^\circ)$$

відповідно для сторін ординатного і абсцисного ходів. У цій формулі c_i, d_j – наближені довжини сторін сітки в абсцисному та ординатному ходах; $0^\circ, 90^\circ$ – проектні значення дирекційних кутів сторін сітки.

Координати пунктів сітки в ходах обчислюють за формулами

$$X_j = (X_0)_j + \sum_j^n \Delta x_j; \quad Y_i = (Y_0)_i + \sum_i^m \Delta y_i,$$

де $(X_0)_j, (Y_0)_i$ – координати вихідних пунктів каркасу в ординатному та абсцисному ходах; m, n – кількість сторін абсцисного і ординатного ходів ($i = 1, 2, \dots, m; j = 1, 2, \dots, n$).

Нев'язку ходу, яка виникає в кінцевому пункті, розподіляють пропорційно відстані пунктів сітки від початку створного ходу.

Порівняння даних із строгим способом врівноваження сітки засвідчило [4], що середня різниця відхилень координат не перевищує значення скп їх визначення. Перевага способу – простота розрахунків і можливість використання в польових умовах для контролю якості вимірювань.

Спосіб створної засічки полягає в тому, що після редукування пунктів каркасного ходу пункти сітки секції визначаються на перетині двох взаємно перпендикулярних створів, розмічених теодолітами, встановленими у пунктах каркасного ходу. При цьому використовуються тільки оптичний центр і візирна труба теодоліта. Якщо у горбистій місцевості відсутня пряма видимість між кінцевими пунктами створу, то визначаються допоміжні точки створу (див. п. 4.5 і 5.9).

Точність визначення пункту сітки залежить від довжини створів. Згідно з рис. 1.9, найслабша сторони сітки буде в середині секції. Її скп визначають за формулою

$$m_c = \sqrt{2(M_1^2 + M_2^2)} \leq c/2T,$$

де M_1, M_2 – похибки побудови створів, які детально описано в п.5.9.

Довжина створів, точність установа приладів та методи спостережень вибираються такими, щоб виконувалася вказана вище умова.

Способи прямої та оберненої кутових засічок (рис. 1.15) використовуються на відкритій місцевості з розміщенням теодолітів: на пунктах каркасної мережі при першому способі та одного теодоліта на визначуваному пункті – при другому.

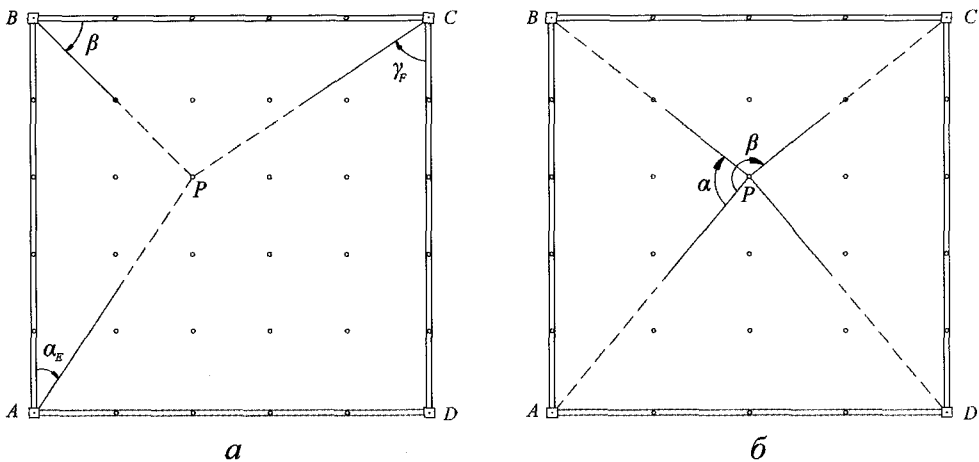


Рис. 1.15. Побудова сітки способами кутових засічок:

а – прямої; б – оберненої

Спосіб прямої засічки вимагає спостережень не менше ніж із трьох станцій, а оберненої – тільки з однієї станції, що надає йому переваги в техніко-економічному відношенні. Але надійність способу оберненої засічки потребує залучення не менше чотирьох опорних пунктів, що не завжди забезпечується умовами місцевості. Тому з огляду на те, що кутові засічки у чистому вигляді нераціональні, на практиці з електронними тахеометрами застосовують лінійно-кутові засічки з обробленням даних на ПК та оцінюванням точності кожного визначуваного пункту. При цьому в обох способах можна використовувати лише два вихідних пункти, що створює умови для успішного поєднання прямих і обернених засічок. До речі, за умовами кутових засічок пунктів сітки з вершин секції (прямокутної або квадратної) найбільшу похибку визначення можна очікувати на краях секції, тому при

лінійно-кутових засічках похибки пунктів розподіляються майже рівномірно (найбільшу похибку отримує точка в середині секції).

Допустима скп визначення пункту сітки не повинна перевищувати величини $m_p \leq c/2T$, де c – довжина сторони сітки секції.

Перевага застосування тахеометра – можливість одночасного виконання і тригонометричного нівелювання пунктів сітки.

1.1.7.6. Побудова сітки з використанням GPS-техніки

Для побудови будівельно-геодезичних сіток можна використовувати одночастотні приймачі типу Trimble як для створення каркасної мережі об'єкта, так і заповнення сітки в середині каркасу. Оскільки точність вимірювання векторів в основному залежить від часу спостережень і менше од відстані між пунктами, то організаційно вимірювання проводять у такій послідовності:

1) Вибирають два-три опорних пункти на краях умовної секції сітки зі стороною 500-700 м для розташування базових GPS-приймачів, з яких визначатиметься положення переносного приймача (на великих сітках створюється мережа таких опорних пунктів для виконання зональних вимірювань).

2) Пересуваючись на місцевості вздовж запроєктованої траси пунктів сітки з переносним приймачем, кінематичним методом визначають їх наближене місце-положення (в межах 3-5 м) і закріплюють тимчасовими знаками. При цьому, з метою забезпечення подальшого редукування тимчасових пунктів, їх слід вибирати з урахуванням взаємної видимості між ними.

3) Почергово приймачі (1-2) встановлюють на тимчасових пунктах сітки і ведуть вимірювання не менше ніж двома сесіями впродовж 20-30 хв залежно від потрібної точності визначення пунктів. Орієнтовно час спостережень можна визначити за номограмою (див. рис. 1.3).

4) Після отримання координат пунктів сітки і переходу від системи WGS-84 до системи координат сітки їх порівнюють з проектними, редукують і остаточно закріплюють пункти стаціонарними знаками.

Технологія GPS-спостережень може змінюватися в залежності від кількості базових і переносних приймачів. Але техніко-економічні вимоги диктують найефективніший розподіл приймачів – два стаціонарних і два (три) переносних. При цьому доцільно дотримуватися маршрутної схеми вимірювань, коли переносні приймачі встановлюються на сусідніх пунктах, а потім (після закінчення сесії) обидва переносяться на нову пару пунктів (або тільки один – задній, а передній залишається на місці) для сумісного спостереження нового пункту. Остання технологія не так продуктивна, але вона покращує взаємозв'язок між пунктами і підвищує точність побудови сітки.

Практичного досвіду застосування GPS-спостережень для побудови сіток поки що немає, але перспектива таких робіт очевидна – на перших порах для побудови каркасних мереж, а потім і для згущення, зокрема кінематичним методом з використанням RTK-поправок. Перевага методу GPS – одночасне визначення і позначок пунктів сітки, для чого необхідно вимірювати висоту антени з точністю до ± 1 мм. Скп визначення положення пункту не повинна перевищувати

$m_p \leq c/2\sqrt{2T}$, а позначки $m_H \leq \eta\sqrt{\frac{c_{\text{км}}}{2}}$, де η – скп нівелювання на 1 км ходу (для IV класу – 10 мм); $c_{\text{км}}$ – довжина сторони сітки у кілометрах.

1.1.7.7. Редукування пунктів будівельної сітки

Процес зміщення наближених пунктів будівельної сітки в проектне положення називається *редукуванням*. При великих значеннях зміщень (50 мм і більше, які виходять за межі стаціонарного геодезичного знака) редукування здійснюють способом полярних координат, а при малих – методом прямокутних координат за допомогою координатної палетки або двокоординатного столика. Робочу модель такого столика з платформою для встановлення оптичного центрира, візирної марки або тахеометра та їх переміщення у двох взаємно перпендикулярних напрямках до ± 100 мм по рамкових напрямних зі штурвалами показано на рис. 5.7. Крім редукування пунктів, її можна використовувати для безпосереднього відкладання проектних відстаней до пунктів сітки, наприклад, при створно-лінійному способі.

Редукування пунктів будівельної сітки способом полярних координат полягає в тому, що полярний кут β і відстань l проектного пункту від тимчасового визначаються розв'язуванням оберненої геодезичної задачі. Тахеометр встановлюють на тимчасовому пункті, орієнтують його за тимчасовою лінією сітки, відкладають знайдені значення полярного кута і відстані та фіксують проектне положення пункту. Але оскільки на місці зафіксованої точки необхідно закопати знак у формі бетонного моноліта $(1300-1500) \times 150 \times 150$ мм, тимчасовий знак закріплюють виносними нитковими створами, викопують яму і після встановлення знака на задану глибину (верх знака повинен бути вище рівня землі на 50-70 мм) виставляють центр знака (переважно центральний арматурний стрижень) у проектне положення на перетині двох ниткових створів.

На сітках точності 1:25 000 (іноді 1:10 000), призначених для контролю монтажу точних металоконструкцій (котлів, турбін, конвеєрних ліній тощо), центри знаків закріплюють на металевих пластинах $150 \times 150 \times 5$ мм, приварених до арматури на верхньому торці знака, в яких висвердлюють отвір діаметром 2 мм, чекають отвір мідним дротом. Такий знак добре видно під час центрування приладів, він зручний для відкладання відстаней рулетками.

Точність побудови полярного кута та відкладання відстані, як і фіксації самого знака, залежить від точності побудови сітки. Зважаючи на нормовану допустиму похибку визначення взаємного положення пунктів сітки, допустима похибка редукації пункту із запасом точності не повинна перевищувати величини $m_r \leq c/6T$. Допустимі похибки основних процесів редукування будуть такими:

$$m_l \leq \sqrt{(m_r^2 - m_{\text{ц}}^2 - m_{\text{ф}}^2)/2}; \quad m_{\beta} \leq m_l \rho / l,$$

де $m_r, m_{\text{ц}}, m_{\text{ф}}$ – похибки редукації, центрування тахеометра та фіксування знака, які можна брати однаковими в межах від 1 до 3 мм (вплив похибки центрування орієнтирної марки дуже малий і тут не враховується).

Для сітки точності 1:10000, $c = 200$ м, $m_r = 3,3$ мм, $l = 10$ м, $m_{\text{ц}} = m_{\text{ф}} = 1$ мм похибки $m_l = 2,1$ мм, $m_{\beta} = 44''$, що легко виконати в електронному тахеометрі.

Під час редукування пунктів сітки, створеної GPS-методом у закритій місцевості (висока рослинність), коли відсутня пряма видимість між пунктами, доцільне застосування гіротахометра або тахеометра з пасадкою гіроскопічної бусолі ($m_{\alpha} \approx 10'$). В останньому випадку редукація не повинна перевищувати 1 м.

Після редукування пунктів вибірково або у повному обсязі виконують контрольні вимірювання. На закритій місцевості найефективнішим є спосіб полігонометрії, а на відкритій – спосіб створів. Останній ефективний на відкритій місцевості, оскільки від створів на шкалі візирної марки (лінійки) заміряють відхилення пунктів сітки по координатних осях. Загальним критерієм оцінки правильності побудови сітки служать величини середніх квадратичних відхилень m_x, m_y координат, які визначають за формулою Гауса. Похибка відхилення пункту сітки від проектного положення визначається за формулою $m_{xy} = \sqrt{m_x^2 + m_y^2} \leq c/2T$. Цей же допуск використовується і при контролі довжин сторін та кутів сітки.

1.2. Висотні інженерно-геодезичні мережі

1.2.1. Відомості про Державну нівелірну мережу

Нівелірні мережі України поділяють на державну, місцеву та знімальну.

Державна нівелірна мережа (ДНМ), до якої входять нівелірні мережі I та II класів і нівелірна мережа згущення III класу, є головною висотною основою для топографічних зніманих в усіх масштабах, виконання наукових та інженерно-технічних завдань.

Місцеві нівелірні мережі служать основою топографічних зніманих у великих масштабах (1:5 000-1:500) та інженерно-геодезичних робіт. Серед місцевих мереж особливе місце займають високоточні нівелірні мережі спеціального призначення, які використовують у процесі будівництва унікальних та прецизійних інженерних споруд, монтажу технологічних агрегатів, виконання спостережень за їх осіданнями і деформаціями.

Знімальна нівелірна мережа будується на основі реперів державної та місцевої нівелірних мереж як мережі згущення для доведення її до потрібної щільності й точності, щоб забезпечити технічні вимоги виконання знімальних робіт заданого масштабу.

ДНМ задає на всій території держави систему висот Балтійська 1977 р., початком якої є нуль Кронштадського футштока (РФ).

Структура ДНМ включає систему фундаментальних, ґрунтових та стінних реперів і марок, висоти яких визначено із нівелювання I-IV класів. При цьому нівелювання I і II класів формує головну висотну мережу країни, а III і IV класів – її згущення. Характеристику ДНМ наведено в табл. 1.2.

Технічна характеристика Державної нівелірної мережі

Клас нівелювання	Периметр полігонів, км	Відстань від нівеліра до рейки, м	Мін. висота візирного променя над землею, м	Скп на 1 км ходу, мм	Допустима нев'язка ходу, мм
I	1200	50	0,8(0,5)	1	$2\sqrt{L}$
II	400	65	0,5(0,3)	2	$5\sqrt{L}$
III	100	75(100)	0,3	5	$10\sqrt{L}$
IV	40	100-150	0,2	10	$20\sqrt{L}$

За даними НДІГК, в Україні налічується близько 6,3 тис. реперів і марок нівелювання I класу, 3 тис. – II, 14,5 тис. – III і 90 тис. – IV класів. Середня щільність пунктів мережі становить 1 репер нівелювання I-IV класів відповідно на площу 100, 200, 50 і 10 км².

Нівелірна мережа I і II класів включає 77 тис. км ходів, які формують 50 полігонів і майже рівномірно покривають територію держави. Проте найбільша щільність мережі характерна для Карпатського регіону та Кримського півострова, де створено геодинамічні полігони.

Мережа реперів нівелювання III і IV класів як системи згущення ДНМ більше зосереджена у населених пунктах, промислових районах, на територіях добування корисних копалин (Донбас, Кривий Ріг, Придніпровський і Львівський вугільні басейни та ін.).

Наразі ведуться великі роботи з повторного нівелювання мережі та GPS-прив'язування реперів для створення моделі квазігеоїда України.

1.2.2. Системи відліку висот

Визначення висот земної поверхні пов'язано з послідовним вимірюванням перевищень між точками, рівневі поверхні яких непаралельні через нерівномірне розміщення мас земної кори і добове обертання Землі. В залежності від способу врахування непаралельності цих поверхонь висоти поділяють на ортометричні, нормальні та динамічні.

В усіх системах висота будь-якої точки земної поверхні теоретично визначається за формулою [100]

$$H = \frac{W_0 - W_i}{g} = \frac{1}{g_0} \int_0^i g dh,$$

де W_0, W_i – потенціал сили ваги у початковій та кінцевій точках нівелірного ходу; g – сила ваги в ході.

Значення інтеграла не залежить від шляху інтегрування, зате обчислення висоти залежить від значення сили ваги:

1) Якщо береться середня сила ваги між геоїдом і точкою земної поверхні, то висота H^g називається *ортометричною*;

2) Якщо береться середня нормальна сила ваги γ по нормальній прямовисній лінії між квазігеоїдом і точкою земної поверхні (як гіпсометричної моделі – телуроїда), тоді висота H^γ називається *нормальною*;

3) Якщо нормальну силу ваги брати на еліпсоїді всюди однаковою $-\gamma_0$ (традиційно береться для широти $\varphi = 45^\circ$), тоді така висота називається *динамічною*.

Ортометрична система висот практично використовувалася до середини ХХ століття і була замінена досконалішою системою нормальних висот, яка враховує аномалії сили ваги, породжені нерівномірним розташуванням мас у земній корі.

Систему динамічних висот використовують в гідроенергетичному будівництві при утворенні великих і протяжних (уздовж меридіана) водоймищ, оскільки рівень води в них на півдні та півночі має різні нормальні висоти (наприклад, для озера Байкал ця різниця висот сягає 165 мм [94]).

Нормальні висоти реперів і марок ДНМ обчислюють у Балтійській системі висот 1977 р., яка була введена замість Балтійської системи. В обох системах відлік висот ведеться від Кронштадтського футштока на березі Балтійського моря (РФ). Різниця між висотами цих систем сягає 30 мм на рівнинних і 150 мм – у гірських районах, що варто враховувати на практиці, оскільки ще збереглися реperi і в старій системі висот.

У процесі GPS-нівелювання визначають геодезичну висоту H^G точки земної поверхні над еліпсоїдом WGS-84, що створює умови для приведення геодезичних висот до нормальних H^γ , якщо відома висота h_m квазігеоїда (див. рис. 1.1) над еліпсоїдами WGS-84 або Красовського, тобто

$$H^\gamma = H^G - h_m.$$

Ця формула стає базовою і для визначення висоти квазігеоїда над еліпсоїдом ($h_m = H^G - H^\gamma$), якщо геодезичну висоту визначати на репері з нормальною висотою, отриманою із геометричного нівелювання. Таким чином, маючи густу мережу опорних реперів геометричного нівелювання, можна створити апроксимовану модель поверхні квазігеоїда і в багатьох випадках практики виконувати, скажімо, GPS-нівелювання замість геометричного. За дослідженнями [101], середнє квадратичне відхилення висот квазігеоїда від контрольних точок становить 4-6 см. Максимальні відхилення можуть сягнути і 20 см. Для удосконалення моделі потрібно розширювати мережу точного нівелювання, особливо в горбистій та гірській місцевостях. Це доведено практикою [30], коли на рівнинній місцевості по опорних реперах нівелювання I класу на території ЧАЕС отримано апроксимовану модель із середньоквадратичним відхиленням до 2 мм.

1.2.3. Класифікація і типи висотних інженерно-геодезичних мереж

Залежно від завдань, при створенні інженерно-геодезичних мереж використовується один або декілька класів нівелювання, які загалом забезпечують встановлену точність визначення висот реперів на об'єкті.

На території міст з площею понад 500 км² нівелірна мережа включає нівелювання всіх чотирьох класів, 50-500 км² – II-IV класів, 10-50 км² – III і IV класів, а менше 10 км² – нівелювання IV класу. Всі ходи базового нівелювання, репери якого служать вихідними для нівелювання нижчих класів, прокладаються двічі – у прямому та зворотному напрямках. Такі ходи утворюють переважно один або декілька полігонів, чим забезпечується контроль вимірювань і точність побудови мережі.

Довжини полігонів, окремих ходів та ходів з вузловими точками, точність нівелювання та інші технологічні вимоги, а також конструкції реперів і марок вказуються в Інструкції [79]. Основні з цих параметрів наведено в табл. 1.3. У містах репери в ходах нівелювання I та II класів закладають через 2 км на забудованій і 3 км – на незабудованій території, а III й IV класів – відповідно через 200 і 500-2 000 м.

Таблиця 1.3

Основні параметри нівелювання I-IV класів і технічного у містах

Параметри	Класи нівелювання				
	I	II	III	IV	Технічне
Максимальна довжина (периметр) ходу, км:					
- між вихідними пунктами	60 (10)	40	15	4	-
- між вузловими точками	15 (8)	10	5	2	-
Максимальна відстань між постійними знаками, км:					
- на забудованих територіях	3 (1)	2	0,2	0,2-0,5	-
- на незабудованих територіях	7 (2)	5	0,8	0,5-2	-
Максимальна відстань від нівеліра до рейки, м	50 (30)	75	100	150	150
Мінімальна висота візирного променя над землею, м	0,8	0,5	0,3	0,2	0,1
Допустима різниця відстаней до рейок на станції, м	0,5	1	2	5	10
Накопичення цих різниць у ходах, м	1	2	5	10	20
Скп нівелювання на станції, мм	0,15	0,3	1,5	3	6
Скп нівелювання на 1 км ходу, мм	0,5	1	4	8	15
Допустимі нев'язки в полігонах та ходах, мм (L – довжина у кілометрах; n – кількість станцій)	$3\sqrt{L}$ (1,5 \sqrt{L}) (0,3 \sqrt{n})	$5\sqrt{L}$ $1\sqrt{n}$	$10\sqrt{L}$ $3\sqrt{n}$	$20\sqrt{L}$ $5\sqrt{n}$	$50\sqrt{L}$ $10\sqrt{n}$

Серед об'єктів міської інфраструктури, які вимагають побудови мереж нівелювання I та II класу, можна назвати тунелі метрополітену та самопливних колекторів міської каналізації, унікальні та висотні споруди, архітектурні пам'ятки.

Для будівництва та експлуатації гребель ГЕС, ТЕС, АЕС, зрошувальних каналів, технологічних ліній промислових комплексів вказані мережі нівелювання створюють у їх локальних зонах, а також у місцях прояву деформаційних процесів геологічних структур, у зонах забору підземних вод тощо.

Останнім часом особлива увага приділяється створенню регіональних та локальних геодинамічних полігонів за програмами спеціальних нівелірних мереж I та II класів для вивчення рухів земної кори в сейсмічних зонах, у великих містах, на атомних електростанціях, а також для встановлення змін рівня води в морях (див. гл.12). Тому технічні характеристики параметрів і точності нівелювання I класу в табл.1.3 наведено (в дужках) для геодинамічних полігонів.

В інженерно-технічних вишукуваннях для трасування лінійних споруд, знімання підземних комунікацій, вертикального планування рельсфу, контролю будівельно-монтажних робіт і т. д. широко використовується і позакласне технічне нівелювання.

На будівельних майданчиках і на території промислових підприємств створюють спеціальні нівелірні мережі різних класів точності для контролю будівельно-монтажних робіт та спостережень за деформаціями споруд. Для геодезичного забезпечення будівельних робіт, монтажу прецизійного технологічного обладнання і вимірювання їх осідань у процесі експлуатації створюють мережу точного інженерно-технічного нівелювання II (рідко I), а для супроводження масових будівельних робіт і монтажу конструкцій – нівелювання III і IV класів. Основними методами точного інженерно-технічного нівелювання є: геометричне нівелювання, гідростатичне нівелювання, мікронівелювання. Тригонометричне нівелювання може використовуватися для нівелювання III-IV класів, а за спеціальною програмою – і точніше, наприклад, при спостереженнях за деформаційними процесами на важкодоступних об'єктах.

1.2.4. Геометричне нівелювання

При створенні висотної мережі нівелюванням I-IV класів скп нівелювання на 1 км ходу не перевищує відповідно 1, 2, 4 і 8 мм. Якщо зменшувати довжину візирного променя, то похибка визначення різниці висот двох реперів, розташованих один від одного на відстані 10-25 м, становить 0,03-0,05 мм, а на відстані 300-500 м – 0,1-0,2 мм.

Висока точність досягається при використанні прецизійних оптико-механічних нівелірів типу Ni 002 Zeiss і Н-05, прецизійних (інварних) штрихових нівелірних рейок, при ретельному еталонуванні шкал мікрометра і рейок, а також захистом нівеліра від прямого сонячного нагрівання, виконанням спостережень при відсутності турбулентності повітря і вібрації поверхні землі.

В останні роки для високоточного нівелювання з похибкою до 0,4-0,5 мм на 1 км ходу використовують цифрові нівеліри типу NA 3003 Leica і DiNi 12 Zeiss з кодovими інварними рейками. При нівелюванні III та IV класів переважно застосовують як оптико-механічні, так і цифрові нівеліри – відповідно нівеліри типу НИ-3, НИК-2 (Україна), Ni 025 Zeiss, B1, B2, C4 Sokkia та інші.

Структурно нівелірна мережа на об'єктах будівництва поділяється на *каркасну* (базову), *основну* (згущувальну) та *робочу*. Каркасна мережа є вихідною для прив'язки основної та робочої нівелірних мереж. При наявності на об'єкті реперів Державної нівелірної мережі до них, з метою визначення позначок у державній або місцевій системах висот, прив'язують каркасну мережу об'єкта. Якщо точність нівелірної мережі об'єкта вища, ніж точність державної мережі, то прив'язування обов'язкове до одного репера з використанням інших як контрольних.

Каркасна мережа базується на глибинних реперах, згущувальна включає ґрунтові репери і стінні марки, а робоча — репери і марки (анкерні болти, консольні кульки і т. п.), закріплені на стабільних конструкціях об'єкта або близьких до нього спорудах, що знаходяться в зоні виконання монтажних робіт або вимірювання осідань (в останньому випадку в робочу мережу включають осідальні репери і марки, що закріплюються безпосередньо на конструкціях досліджуваного об'єкта).

1.2.5. Глибинні репери

Глибинні репери – найчастіше пальові або біметалеві – закладають у твердих (корінних) породах, що забезпечують надійне збереження висотного рівня мережі впродовж тривалого часу (до 50-100 років і більше в залежності від розрахункового терміну експлуатації об'єкта). Їх розміщують якомога ближче до обладнання (на відстані до 25-50 м). Допускається їх установа безпосередньо в цеху, однак у цьому випадку якір репера повинен бути розміщеним нижче границі ущільнюваної товщі ґрунту під спорудою.

Найпростіша конструкція глибинного репера – **залізобетонна** чи **металева паля**, забита в ґрунт до корінних порід або шару щільних геологічних структур (глибина 20-50 м). Верх палі звичайно розташовується на 1,2 м нижче поверхні землі й облаштовується колодязем із кришкою (типу водопровідного). У верхньому торці палі замонолічується марка зі сферичною головкою для встановлення нівелірної рейки. Для захисту від підтоплення дно колодязя навколо палі забетонується.

У **біметалевому репері** (рис. 1.16) використовуються дві труби – сталева 2 (основна) і поміщена в неї дюралюмінієва 3 (допоміжна). Внизу обидві труби кріпляться до загального башмака (якоря), що з'єднується за допомогою бетону із захисною трубою 4. Для ізоляції труб одна від одної застосовують діафрагмальні гумові кільця-сальники 6. Для вимірювання температури репера на різних глибинах між стінками сталеві і захисної труб розміщують тонкостінну перфоровану трубу 5, в яку можна опускати термометр або термопару. У верхній частині репера між кришками труб 2 і 3 влаштовують індикатор годинникового типу або механічний мікрометр 7. При зміні температури на величину $\Delta t = t - t_0$ (t_0, t – температура репера при першому (вихідному) і робочому нівелюваннях) висоти труб репера зміняться на величини:

$$\Delta H_c = h\tau_c\Delta t; \quad \Delta H_d = h\tau_d\Delta t$$

для сталі й дюралюмінію відповідно. Тому, вимірявши мікрометром різницю d зміни довжини труб репера $d = h(\tau_d - \tau_c)\Delta t$, знайдемо різницю температур

$\Delta t = d/h(\tau_d - \tau_c)$ для введення поправки $\Delta H_c = d\tau_c/(\tau_d - \tau_c)$ у позначку глибинного репера (сталеві труби) при його температурі t . Для сталі та дюралюмінію коефіцієнти лінійного розширення дорівнюють відповідно $12,5 \cdot 10^{-6}$ і $22,6 \cdot 10^{-6}$ 1/градус Цельсія. Тому $\Delta H_c = 0,948d$ і, отже, похибка визначення таким способом поправки за температуру глибинного репера не перевищуватиме 0,1 мм. Більше того, значення цієї поправки теоретично не залежить від глибини закладання репера, а тільки від заміряної мікрометром взаємної зміни висот труб репера.

Зауважимо, що для біметалевого репера завглибшки 20 м при зміні температури тільки на 10 °С його позначка могла б змінитися на 2,4 мм, але завдяки тому, що в товщі землі температура труб практично змінюється дуже мало, то зміна висоти репера відбувається фактично тільки за рахунок зміни температури верхнього шару землі в межах 2-5 м. Але при високоточних роботах цей фактор треба враховувати, особливо у тих випадках, коли глибинні реperi є одночасно і плановими пунктами прецизійної каркасної геодезичної мережі, обладнаними на верху пристроями для примусового центрування геодезичних приладів (серійних або спеціальних).

Для забезпечення незмінності висоти глибинного репера під впливом змін температури Є. Ф. Чопенко [135] запропонував конструкцію **компенсаційного біметалевого репера**, принципову схему якого наведено на рис. 1.17. Такий репер включає три труби різного діаметра (дві сталеві й одна дюралюмінієва), які входять одна в одну і відповідно з'єднані між собою. Зовнішня сталеві труба 1 своїм нижнім кінцем з'єднується з якорем репера 5, а до її верхнього кінця за допомогою дискового фланця 9 підвішується компенсаційна дюралюмінієва труба 2, яка внизу заглушена дисковою опорою 4 над якорем і без з'єднання з ним. У дюралюмінієву трубу входить такої ж довжини сталеві (реперна) труба 3, на верхньому кінці якої закріплена нівелірна марка 10, а нижній з'єднується з дисковою опорою 4.

Компенсація лінійного розширення труб із зміною температури відбувається так: коли довжина сталеві труби 1, наприклад, зростає на величину $h\tau_c\Delta t$, тоді подовження дюралюмінієвої труби 2 відбувається за рахунок того, що $\tau_d \approx 2\tau_c$,

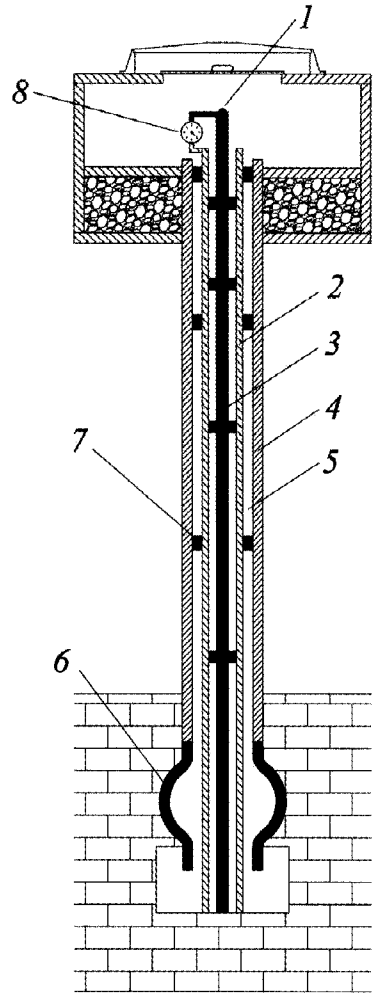


Рис. 1.16. Глибинний репер:
1 – головка репера; 2, 3 – сталеві і дюралюмінієві труби; 4 – захисна труба; 5 – трубка для опускання термометра; 6 – якорі; 7 – кільцеві сальники; 8 – мікрометр

воно майже вдвічі збільшується і спрямовується в зворотному напрямі, але при цьому довжина сталеві реперної труби 3 також змінюється на величину $h\tau_c\Delta t$, чим остаточно забезпечується незмінність висоти нівелірної марки репера.

Точна компенсація відбувається при умові $(h_1 + h_3)\tau_c - h_2\tau_d = 0$. Але оскільки $\tau_d > 2\tau_c$, то похибка недокомпенсації $\Delta h = [(h_1 + h_3)\tau_c - h_2\tau_d]\Delta t \cdot 10^{-6}$ при $h = 10$ м, $\tau_c = 12,5 \cdot 10^{-6}$, $\tau_d = 22,6 \cdot 10^{-6}$ та зміні температури на $\Delta t = 5^\circ\text{C}$ становитиме 0,12 мм, яка зростає при збільшенні глибини репера.

З огляду на практичну стабільність температури на глибинах більше 5-10 м можна зовнішню трубу 1 розділити на дві частини: верхню розмістити у зоні нестабільних температур і включити в систему компенсаційного репера, а нижню – в зоні стабільної температури 7. Для уникнення можливого теплового впливу на неї зверху між торцями труб укладають жорстку теплоізоляційну прокладку 8. Використання такої конструкції може скоротити витрати на побудову репера.

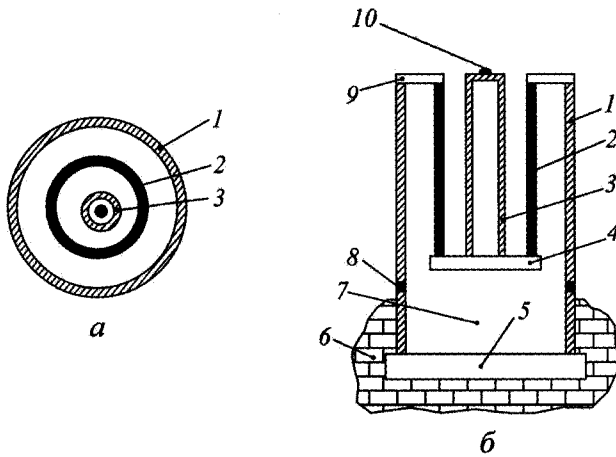


Рис. 1.17. Конструкція компенсаційного репера Є. Ф. Чопенка:
а – план; б – вертикальний розріз;

1,3 – сталеві труби; 2 – дюралюмінієва труба; 4 – дискова опора; 5 – якір; 6 – корінна порода;
7 – зона стабільної температури; 8 – прокладка; 9 – дисковий фланець; 10 – нівелірна марка

Такі репери глибокого і поверхневого закладання можуть знайти застосування для вивіряння фізичного обладнання прискорювачів елементарних частинок, конвеєрів розливання скла, сталі тощо.

Пункти основної нівелірної мережі закріплюють ґрунтовими чи стінними реперами. *Ґрунтовий репер* – це залізобетонний пілон, у верхньому торці якого закріплена металева марка зі сферичною головкою, а нижній торець розташований на 0,5 м нижче глибини промерзання ґрунту. При наявності на об'єкті капітальних будинків і споруд застосовують *стінні репери* (марки). Ґрунтові й стінні репери також по можливості повинні бути розташовані поза зоною (мульдою) осідання споруд, що зводяться.

Репери і контрольні марки робочого нівелювання, призначені для вивчення деформаційних процесів на об'єкті, закладаються в його фундаментах (цоколях), конструкціях стін, перекриттів, конструкціях і деталях технологічного обладнання тощо.

1.2.6. Тригонометричне нівелювання

Способи нівелювання. З розповсюдженням електронних тахеометрів значно зросла ефективність і точність тригонометричного нівелювання, яке набуло поширення не тільки для визначення висотного положення точок місцевості та споруд, але й для побудови висотних інженерно-геодезичних мереж. У першому випадку застосовують одностороннє нівелювання, у другому – двостороннє для ослаблення впливу вертикальної рефракції.

При *односторонньому тригонометричному нівелюванні* (рис. 1.18) переважно вимірюють зенітний кут Z , похилу відстань D , висоту тахеометра I та візирної цілі $V = BM$ у початковій A та кінцевій B точках лінії. Зенітний кут відраховується від нормалі до геоїда точці в A , а геодезичні і нормальні висоти H_1 і H_2 – відповідно від поверхні еліпсоїда і геоїда. Перевищення між точками A і B визначається за загальною формулою

$$h = H_2 - H_1 = D \cos Z + I - V + f;$$

$$f = \frac{(D \sin Z)^2}{2R} \left(1 - \frac{k}{\sin Z} \right),$$

де f – сумарна поправка за кривину Землі й вертикальну рефракцію; k – коефіцієнт рефракції (середнє значення $k \approx 0,13$); R – середній радіус Землі для території України ($R = 6380$ км).

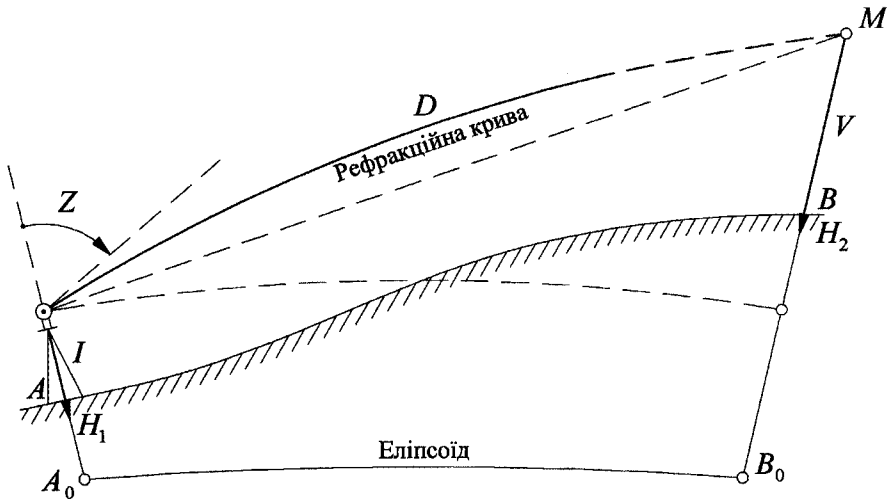


Рис. 1.18. Одностороннє тригонометричне нівелювання

Одностороннє нівелювання способами із середини та через точку. Дослідженнями встановлено, а практикою підтверджено, що негативний вплив рефракції послаблюється із зменшенням відстані. Тому в ходах і мережах з довгими сторонами нівелювання доцільно виконувати способом із середини (рис. 1.19), визначаючи загальне перевищення:

$$h = (D_2 \cos Z_2 - D_1 \cos Z_1) - (V_2 - V_1) + \frac{1}{2R} [(D_2 \sin Z_2)^2 - (D_1 \sin Z_1)^2] - \frac{1}{2R} (D_2^2 k_2 \sin Z_2 - D_1^2 k_1 \sin Z_1).$$

Якщо при переходах на інші станції не змінювати висоти візирних марок, то у загальному перевищенні ходу враховується тільки різниця $(V_{2n} - V_{11})$ на кінцевих пунктах.

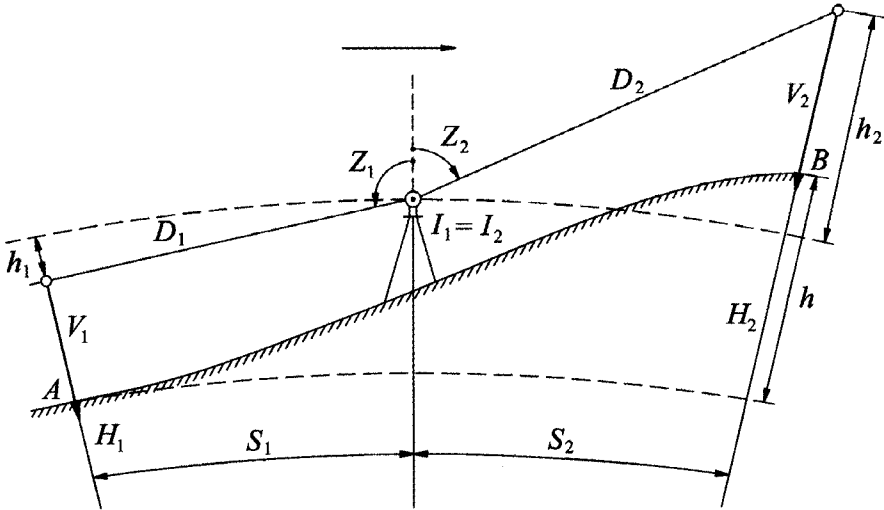


Рис. 1.19. Тригонометричне нівелювання із середини

Друга модифікація цього способу – нівелювання через точку (рис. 1.20), коли тахеометри встановлюють на кінцевих точках ділянки, а візирну марку – на середині між ними. Перевищення визначається за формулою

$$h = (D_1 \cos Z_1 - D_2 \cos Z_2) - (I_2 - I_1) + (V_2 - V_1) + \frac{1}{2R} [(D_1 \sin Z_1)^2 - (D_2 \sin Z_2)^2] - \frac{1}{2R} (D_1^2 k_1 \sin Z_1 - D_2^2 k_2 \sin Z_2).$$

Обчислення за цією формулою спрощуються, якщо в процесі спостережень не змінювати висоти марок. Більше того, в обох способах за малістю можна не враховувати поправку за рефракцію, якщо різницю відстаней до марок $\Delta D = |D_2 - D_1|$ не допускати більше за 5 і 10 м на 100 м відстані відповідно на рівнинній та горбистій місцевостях.

У двосторонньому тригонометричному нівелюванні на пунктах A і B вимірюють похилі відстані D_1 та D_2 , зенітні кути Z_1 та Z_2 , висоти тахеометра I_1 та I_2 і візирних марок V_1 та V_2 відповідно у прямому та зворотному напрямках. Оскільки теоретично вимірювання проводять при коефіцієнтах рефракції k_1 та k_2 , то середнє перевищення буде таким:

$$h = \frac{1}{2}(D_1 \cos Z_1 - D_2 \cos Z_2) + \frac{I_1 - I_2}{2} - \frac{V_1 - V_2}{2} + \frac{\bar{D}^2}{4R}(k_2 \sin Z_2 - k_1 \sin Z_1).$$

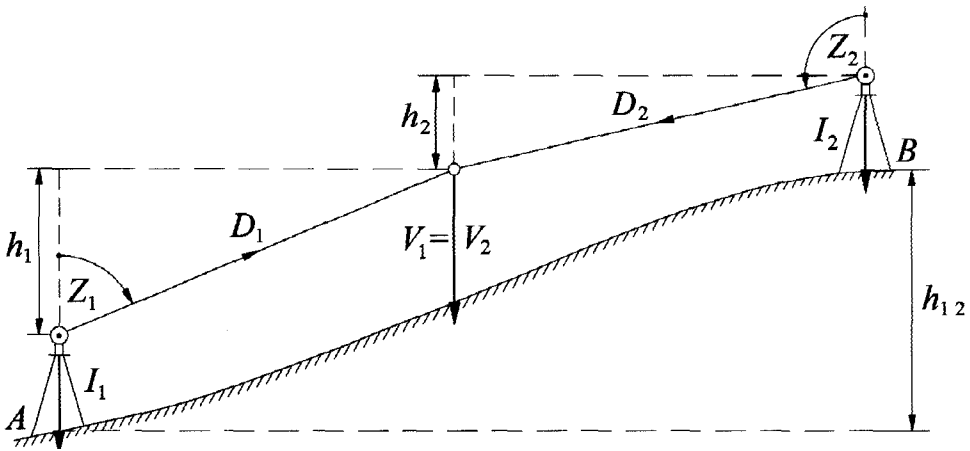


Рис. 1.20. Тригонометричне нівелювання через точку

Якщо вимірювання здійснюються за триштативною системою (тахеомер – тахеометр), то $D_1 \approx D_2 = \bar{D}$, $Z_2 = 180 - Z_1$ і поправка за рефракцію матиме вигляд:

$$f = \frac{\bar{D}^2 \sin Z_1}{4R}(k_2 - k_1),$$

яка при одночасних взаємних спостереженнях (у межах до однієї години) внаслідок незмінності стану атмосфери вздовж лінії візування ($k_1 = k_2$) дорівнюватиме нулеві. Крім того, при цьому вилучається поправка за кривину Землі й формула перевищення остаточно набуває робочого вигляду:

$$h = \frac{\bar{D}}{2}(\cos Z_1 - \cos Z_2) + \frac{I_1 - I_2}{2} - \frac{V_1 - V_2}{2}.$$

У рівнинній та горбистій місцевостях на відстанях до 3 км, коли у мережі вже відомі горизонтальні прокладення S , можна скористатися формулою

$$h = \frac{S}{2}(\text{ctg} Z_1 - \text{ctg} Z_2) + \frac{I_1 - I_2}{2} - \frac{V_1 - V_2}{2}.$$

Точність тригонометричного нівелювання. На точність нівелювання впливають похибки: вимірювання відстаней та зенітних кутів, висот тахеометра та візирних марок, визначення коефіцієнта вертикальної рефракції. Загальна похибка визначення перевищення при односторонньому та двосторонньому нівелюваннях обчислюється відповідно за формулами [21]

$$m_h = \sqrt{(m_D \cos Z)^2 + (D \sin Z m_Z / \rho)^2 + (D^2 \sin Z m_k / 2R)^2 + m_I^2 + m_V^2};$$

$$m_h = \sqrt{(m_D \cos Z / \sqrt{2})^2 + (D \sin Z m_Z / \rho \sqrt{2})^2 + \left(\frac{D^2}{2\sqrt{2}R} \sin Z m_k\right)^2 + \frac{1}{2}(m_I^2 + m_V^2)},$$

де m_D, m_Z, m_I, m_V – похибки вимірювання похилої відстані, зенітного кута, висоти приладу та візирної марки; m_k – похибка визначення коефіцієнта рефракції.

Перші три члени підкореневого виразу відображують вплив на перевищення похибок основних чинників процесів вимірювань, а останні два – похибок допоміжних. Оскільки вказані групи похибок неадекватні з технічної та економічної точок зору, доцільно прийняти їх вплив однаковим у кожній групі, зменшивши вдвічі сумарний вплив похибок другої групи, тобто записати:

$$m_D \cos Z = D \sin Z m_Z / \rho = D^2 \sin Z m_k / 2R = m_I;$$

$$m_I = m_V = m_2; \quad m_1 \sqrt{3} = 2\sqrt{2} m_2.$$

Виходячи з цього, остаточно отримуємо вимоги до точності вимірювань в односторонньому нівелюванні:

$$\begin{aligned} m_D &\leq 0,52 m_h / \cos Z; \quad m_Z \leq 0,52 m_h \rho / S; \\ m_k &\leq 1,04 R m_h / DS; \quad m_I = m_V = 0,31 m_h. \end{aligned} \quad (1.3)$$

Якщо $m_h = 2,5$ мм, $D = 250$ м, $Z = 50^\circ$, $S = 192$ м, то похибки вимірювання не повинні перевищувати таких значень: $m_D = 2$ мм, $m_Z = 1,4''$, $m_k = 0,25$; $m_I = m_V = 0,8$ мм.

При двосторонньому нівелюванні похибки вимірювань, які розраховані за аналогічною методикою поділу чинників у двох групах та за співвідношенням між ними $m_1 \leq 0,51 m_h$ і $m_2 \leq 0,31 m_h$, передаються залежностями

$$\begin{aligned} m_D &\leq 0,72 m_h / \cos Z; \quad m_Z \leq 0,72 \rho / S; \\ m_k &\leq 1,44 R m_h / DS; \quad m_I = m_V \leq 0,44 m_h. \end{aligned} \quad (1.4)$$

Для порівняння даних розрахунку за формулою (1.4) взято той же приклад, що й при односторонньому нівелюванні. В результаті отримано такі похибки процесів: $m_D = 2,8$ мм, $m_Z = 2''$, $m_k = 0,48$; $m_I = m_V = 1,1$ мм. Якщо ж порівняти величини m_Z і m_k у формулах (1.3) та (1.4), то отримуємо важливу залежність:

$$m_k \approx 2 R D m_Z / \rho = 61,86 m_Z'' / D_m$$

для узгодження похибки визначення коефіцієнта рефракції з похибкою вимірювання зенітних кутів. Звідси виходить, що при вимірюванні зенітних кутів з похибкою до $1''$ на відстані до 200 м похибка визначення коефіцієнта вертикальної рефракції може сягати 0,31, яка більш як удвічі перевищує стандартне значення коефіцієнта 0,13, що створює сприятливі умови для забезпечення точного нівелювання.

Таким чином, високоточне тригонометричне нівелювання неможливе без застосування сучасних електронних тахеометрів, які забезпечують вимірювання відстаней та зенітних кутів з похибками до 1 мм та $1''$.

Точність вимірювання висоти приладів. Висоту теодоліта над центром геодезичного знака вимірюють здебільшого двома способами: прямим і посереднім.

У способі прямого вимірювання висоти тахеометра та візирних марок (з рефлектором) на пунктах раціонально користуватися рулеткою із врахуванням стандартних горизонтальних габаритів приладу (рис. 1.21) згідно з формулою

$$I = l_2 - [C_1 / l_1 + C_2 / (l_2 - l_1)]; \quad C_1 = b_1^2 / 2; \quad C_2 = (b_2 - b_1)^2 / 2,$$

де l_1, l_2 – відліки на шкалі рулетки, прикладеної нулем до центра геодезичного знака; b_1, b_2 – стандартні відстані краю головки штатива та осьової точки на колонці тахеометра або на торці візирної марки від осі приладу; C_1, C_2 – константи для даного тахеометра або марки. Вказані величини вимірюють до 1-2 мм, за винятком l_2 , яку вимірюють з точністю до 0,1-0,3 мм. Це гарантує високу точність визначення висоти тахеометра над пунктом за допомогою відхиленої від вертикалі рулетки. Так, при величинах $l_1 = 1215$; $l_2 = 1437$; $b_1 = 82$; $b_2 = 80$ мм висота приладу $I = 1434,4$ мм.

Спосіб посереднього вимірювання висоти тахеометра передбачає визначення перевищення h допоміжної точки K на відстані 2-3 м від геодезичного пункту A з відомою позначкою H_A . Потім, установивши прилад над пунктом A , приводять зорову трубу за місцем нуля у горизонтальне положення і по рейці з міліметровими поділками, установленій на точці K , роблять по шкалі відлік k та обчислюють шукану висоту $I = h + k$. Практика показує, що похибка визначення висоти приладу описаними способами становить 0,3-0,5 мм.

Експериментальні дослідження точного тригонометричного нівелювання для побудови висотних геодезичних мереж проводилися в багатьох країнах світу (ФРН, Франція, Італія, США, Канада, Польща та ін.) із застосуванням електронних теодолітів Wild T2000, Kern E2, віддалемірних насадок Wild D12 і Kern DM-503, мекометра ME 5000, електронного тахеометра Wild TC 2000 та інших [21]. Довжини сторін у ходах і полігонах коливалися від 45 до 390 м, а в гірських районах Високих Татр (Польща) і в Словенії – до 2 км (мекометр ME 5000). Проводилось в основному двостороннє нівелювання, тільки в одному випадку (Р. Russo, Італія) застосовувався спосіб нівелювання через точку на віху з маркою, сферичним рівнем та легким штативом, точність якого наближається до точності

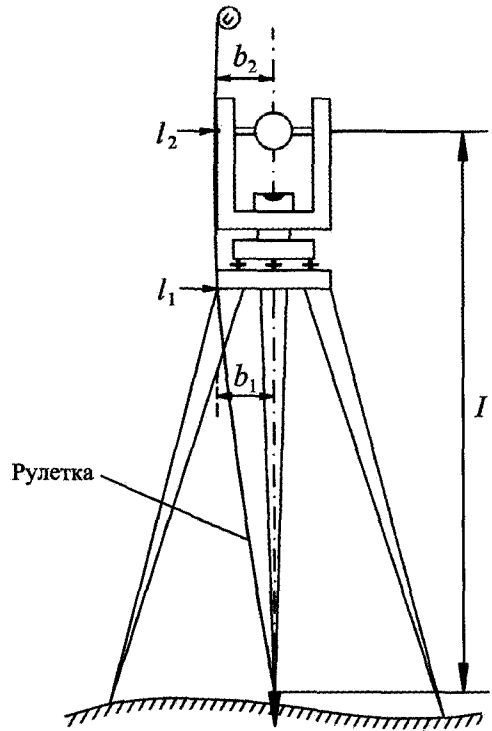


Рис. 1.21. Точне вимірювання висоти приладу рулеткою

двостороннього, та моторизоване нівелювання на автомобілях. Рекомендовано брати сторони в ходах завдовжки не більше 250-300 м, тоді похибка двостороннього нівелювання у міліметрах статистично становить $\eta = 0,89S_C$ мм на 1 км ходу, де S_C – довжина сторони у сотнях метрів.

При заміні геометричного нівелювання двостороннім тригонометричним оптимальна довжина сторони ходу визначається з умови

$$(m_D \cos z)^2 + \frac{1}{N^2} (1000L \sin z m_z \sqrt{2} / 206,3)^2 \leq \left(\frac{\eta \sqrt{2L}}{\sqrt{N}} \right)^2,$$

звідки одержимо:

$$N = \frac{\eta^2 L - \sqrt{(\eta^2 L)^2 - (m_D \cos z)^2 (1000L \sin z m_z \sqrt{2} / 206,3)^2}}{(m_D \cos z)^2},$$

де L – довжина ходу в кілометрах; N – кількість сторін ходу; z, m_z – середній зенітний кут ходу і похибка його вимірювання; η – скп геометричного нівелювання на 1 км ходу; m_D – похибка вимірювання похилої сторони ходу.

Величина $\sqrt{2}$ у другому члені формул враховує вплив похибки коефіцієнта рефракції, еквівалентний впливу похибки вимірювання зенітного кута. При застосуванні цієї формули для одностороннього нівелювання (через точку) другий підкореневий вираз множиться на 4, а знаменник – на 2.

Якщо, наприклад, потрібно замінити геометричне нівелювання ходу завдовжки 5 км тригонометричним, то при $z = 80^\circ$, $m_z = 1''$, $m_D = 5$ мм і $\eta = 5$ мм величина $N = 4,78$, що вимагає виконання двостороннього нівелювання на 5-х сторонах ходу. При застосуванні нівелювання через точку хід повинен включати 10 сторін.

Вище вже зазначалося, що використання коротких сторін важливе для зменшення впливу вертикальної рефракції. Тому при переходах через водотоки завширшки понад 0,5 км доцільно комбінувати двостороннє нівелювання у прибережній зоні зі способом передачі висоти через точку, розташовану на середині ріки. Докладніше ці питання розглядаються у праці [21].

Врівноваження тригонометричного нівелювання провадиться з використанням ваг, які обчислюють за формулами:

для окремих сторін:

$$p_1 = C/S^2; \quad p_2 = 2C/S^2; \quad C = (\rho/m_z)^2;$$

для ходів та полігонів:

$$P_1 = \frac{1}{\sum_1^n \frac{1}{P_{1i}}} = \frac{C}{\sum_1^n S_i^2}; \quad P_2 = \frac{1}{\sum_1^n \frac{1}{P_{2i}}} = \frac{2C}{\sum_1^n S_i^2},$$

де p_1, p_2 – ваги для одностороннього і двостороннього нівелювання.

Якщо сторони ходу або полігона однакові, то

$$P_1 = \frac{P_1}{n}; \quad P_2 = \frac{P_2}{n},$$

де n – кількість сторін ходу.

Способи визначення коефіцієнта вертикальної рефракції. Коефіцієнт вертикальної рефракції головним чином залежить від зміни температури, особливо у приземному шарі атмосфери. З висотою зміна температури не така помітна, що зумовлює відносну стабільність коефіцієнта рефракції зі збільшенням висоти візирного променя над поверхнею землі.

У сонячну погоду найсприятливішим часом для тригонометричного нівелювання є друга половина дня, тому що в цей період зміна температури в декілька разів менша, ніж у першу. Утворення нестійкого шару починається вранці і його потужність зростає доти, поки Сонце не сягає висоти 15° над горизонтом. У цей час і висота нестійкого шару атмосфери становить майже 25 м.

За дослідженнями кандидата технічних наук Д. І. Масліча, у гірських районах найкращим періодом стабільності коефіцієнта вертикальної рефракції є весна і літо, тоді як для осені та зими характерні максимальні зміни коефіцієнта через нестабільність стану атмосфери. Влітку спостерігаються переважно мінімальні значення коефіцієнта – 0,18, навесні 0,22, восени 0,24 і взимку 0,28. Середнім коефіцієнтом нормальної рефракції вважається 0,13, що дає підстави користуватися ним на практиці для введення поправок за рефракцію.

В екстремальних умовах, коли цей коефіцієнт спотворюється аномальною частиною рефракції (переважно у турбулентній атмосфері), виникає проблема визначення реального коефіцієнта, який на порядок може перевищувати нормальне значення коефіцієнта. На виробництві для визначення коефіцієнта рефракції користуються рефракційним базисом – лінією з відомими позначками H_1 та H_2 її пунктів. Встановивши тахеометр на одному із них, вимірюють елементи одностороннього нівелювання та обчислюють коефіцієнт

$$k_1 = \left[1 - \frac{(H_2 - H_1) - (D_1 \cos Z_1 + I_1 - V_2)}{S^2 / 2R} \right] \sin Z_1$$

і похибку

$$m_k = \frac{2R}{S^2} \sqrt{m_h^2 + (m_D \cos Z)^2 + (D \sin Z m_Z / \rho)^2 + m_I^2 + m_V^2} \sin Z,$$

де m_h – похибка нівелювання базису.

При $S = 200$ м, $m_h = 2$, $m_D = 2$, $m_I = m_V = 1$ мм, $m_Z = 2''$, $Z = 90^\circ$ похибка $m_k = 1,01$, що перевищує вимоги для точного нівелювання. Для підвищення точності визначення коефіцієнта треба брати довший базис, наприклад, $S = 500$ м. Тоді при тих же вихідних даних похибка коефіцієнта зменшиться до 0,16.

Якщо коефіцієнт визначати способом двостороннього нівелювання, що не вимагає знання висот кінців базиса і врахування поправки за кривину Землі, тоді

$$k = 1 + \frac{R}{D\rho} \left[180^\circ - (Z_1 + Z_2) + \frac{\rho}{D} (I_1 + I_2 - V_1 - V_2) \right].$$

Рефракційні бази організаційно складні і мають обмежене використання – переважно у місцях передачі позначок через ріки, при будівництві мостових переходів, для організації циклічних дистанційних спостережень за вертикальними зміщеннями споруд, коли можна вибрати час при спокійних зображеннях.

Під час вимірювань у турбулентній атмосфері для автоматичного врахування аномальної частини рефракції доцільно користуватися способом, розробленим професорами Б. М. Джуманом і П. В. Павлівим [110, 111]. Суть способу полягає у визначенні кута $\gamma_{\text{аном}}$ аномальної частини рефракції (рис. 1.22) за амплітудою $M_H M_B$ коливання зображення марки M у період нестійкої стратифікації атмосфери. Тому якщо трубу тахеометра навести на нижнє зображення марки M_H , яке коливається у вертикальній площині, то при цьому автоматично вилучається аномальна частина рефракції, спричинена турбулентністю атмосфери, і залишиться тільки нормальна частина рефракції $r_{\text{норм}}$, яка враховується згідно з робочою формулою перевищення за коефіцієнтом рефракції $k = 0,13$. Так створюються умови для подовження періоду спостережень під час нестійкої атмосфери, що сприяє підвищенню точності вимірювань.

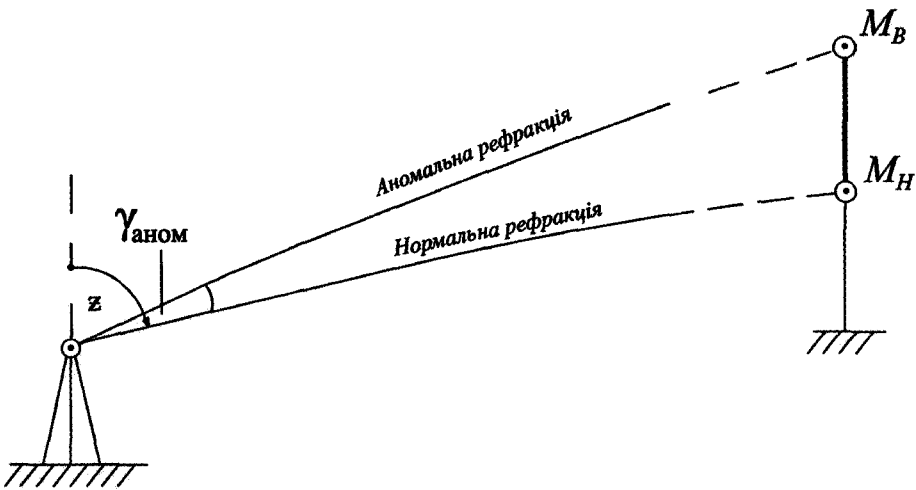


Рис. 1.22. Автоматичне врахування впливу аномальної частини рефракції

Кандидат технічних наук М. П. Марущак [96] запропонував ефективний спосіб зменшення впливу рефракції за допомогою вертикального базису (фіксованого двома рефлекторами і марками) з вимірюванням двох похилих відстаней та зенітних кутів електронним тахеометром (роботизованим для скорочення часу вимірювань). За результатами врівноваження відстаней і різниці кутів у базовому трикутнику визначаються поправки у виміряні зенітні кути та відстані й обчислюється перевищення. З огляду на те, що рефракційні візирні промені можуть бути вгнутими або опуклими, у мікропроцесорі тахеометра краще відпрацьовувати дві (чотири) моделі траєкторії променів до отримання мінімальних поправок.

1.2.7. Складання проекту і розрахунків точності нівелірної мережі

У практиці геодезичного забезпечення будівництва та експлуатації інженерних споруд великого значення надають обґрунтуванню точності побудови інженерно-геодезичних мереж. Якщо розрахунок точності планових мереж можна виконати за програмами типу “Топоград”, то для нівелірних мереж такої програми ще не створено.

Нижче розглядається простий і ефективний параметричний метод розрахунку похибок реперів мережі, в основу якого покладено спосіб вузлів професора В. В. Попова. Основна особливість цього методу – безпосереднє отримання коефіцієнтів нормальних рівнянь без використання рівнянь поправок за правилом, що квадратичний коефіцієнт нормального рівняння для даного репера (як вузлової точки) дорівнює сумі ваг перевищень у ходах, які сходяться в цьому вузлі, а неквадратичні коефіцієнти цього рівняння – вагам цих ходів із знаком “мінус”. При цьому ваги визначаються за відомою формулою $p_i = C / m_{ji}^2$, де m_{ji} – ски ходу, яка теж обчислюється на відомою формулою з урахуванням похибки заданого класу нівелювання і довжини L ходу (в кілометрах) або кількості n станцій в ньому; C – константа, яка береться переважно рівною 1 або 10. Для спрощення розрахунків беруть $p = 1/L$ або $p = 1/n$, коли похибки μ одиниці ваги відповідають похибці m_1 нівелювання даного класу на кілометр ходу або m_c нівелювання на станції. Вільні члени (нев’язки) в нормальних рівняннях для оцінки точності мереж приймають рівними нулеві.

За складеною системою нормальних рівнянь, яка відповідає кількості визначуваних реперів у мережі, визначають обернену вагову матрицю, коефіцієнти якої, що заміщують квадратичні коефіцієнти нормальних рівнянь, є ваговими коефіцієнтами Q_{ii} (i – номер визначуваного репера). Тоді похибка визначення висотного положення будь-якого репера мережі відносно вихідних пунктів обчислюється за формулою

$$m_{H_i} = \mu \sqrt{Q_{ii}}.$$

Як приклад (рис. 1.23) розглянемо проект нівелірної мережі I класу для зведення великої технологічної споруди на площі до 1 км². Мережа включає 14 ходів нівелювання з трьома вихідними реперами (Рп. 2, Рп. 1, Рп. 3) і вісьмома визначуваними реперами (В1-В8), які є пунктами (пілонами) спеціальної планової мережі, призначеної для виконання високоточних контрольних монтажних вимірювань при монтажі арки НБК ОУ ЧАЕС. Згідно з вимогами, взаємне положення 8-ми фундаментальних знаків закріплення планово-висотної геодезичної мережі потрібно визначити з похибкою до 1 мм. На схемі мережі вказано кількість n_i вибраних станцій нівелювання ходів між реперами при довжині візирного променя до 30 м (для нівеліра NA3003 Leica $\mu = 0,3$ мм) і ваги p_i перевищень.

Значення обчислених ваг окремих ходів зі знаком “мінус” та відповідні їм суми ваг, що формують матрицю коефіцієнтів нормальних рівнянь, зібрано у табл. 1.4, а

її обернену матрицю з ваговими коефіцієнтами відображено у табл. 1.5. Зауважимо, що вихідні пункти в матрицю не входять, за винятком ваг ходів від них до сусідніх визначуваних реперів. Обернену матрицю легко отримати за програмою “Excel”.

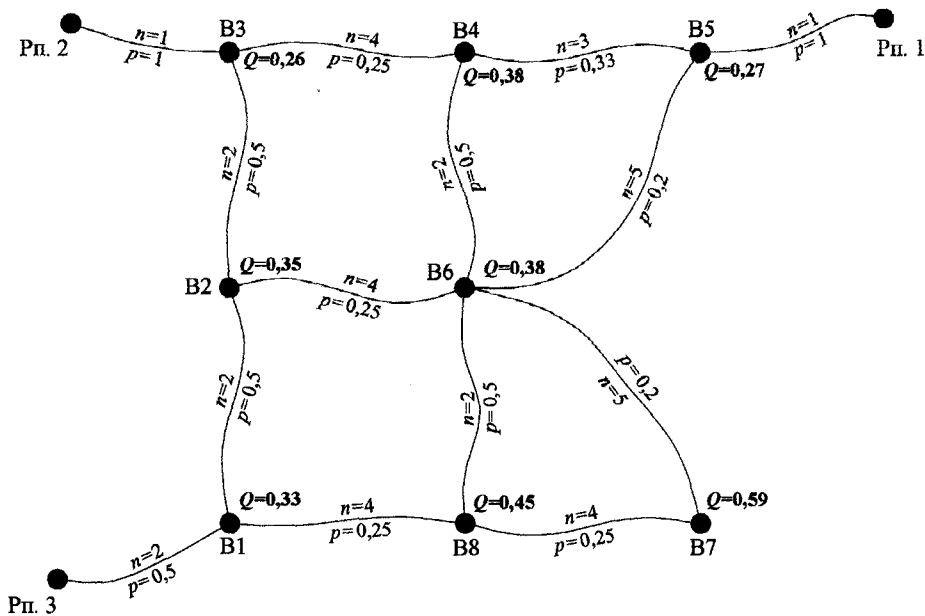


Рис. 1.23. Схема нівелірної мережі

Таблиця 1.4

Матриця коефіцієнтів нормальних рівнянь нівелірної мережі

Назва визначуваних реперів	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8
B1	1,25	-0,5	0	0	0	0	0	-0,25
B2	-0,5	1,25	-0,5	0	0	-0,25	0	0
B3	0	-0,5	1,75	-0,25	0	0	0	0
B4	0	0	-0,25	1,08	-0,33	-0,5	0	0
B5	0	0	0	-0,33	1,53	-0,2	0	0
B6	0	-0,25	0	-0,5	-0,2	1,65	-0,2	-0,5
B7	0	0	0	0	0	-0,2	0,45	-0,25
B8	-0,25	0	0	0	0	-0,5	-0,25	1
Рп.3	-0,5	0	0	0	0	0	0	0
Рп.2	0	0	-1	0	0	0	0	0
Рп.1	0	0	0	0	-1	0	0	0

У табл. 1.5 шукані вагові коефіцієнти Q знаходяться на перетині відповідних рядків та стовпців і винесені в окремий рядок під матрицею для обчислень похибок 8-ми реперів. Тут же вказуються обчислені похибки m_H висот реперів, які також винесені на схему мережі (див. рис. 1.23). Як можна було очікувати, найслабшими виявилися репери В7 і В8 з похибками відповідно 0,59 і 0,45 мм, які не перевищують встановленого допуску 1 мм.

Таблиця 1.5

Матриця вагових коефіцієнтів реперів нівелірної мережі

Назва визначуваних реперів	В1	В2	В3	В4	В5	В6	В7	В8
В1	1,222	0,692	0,247	0,343	0,142	0,523	0,636	0,726
В2	0,692	1,395	0,466	0,471	0,188	0,661	0,666	0,670
В3	0,247	0,466	0,756	0,362	0,120	0,324	0,312	0,302
В4	0,343	0,471	0,362	1,591	0,467	0,947	0,849	0,771
В5	0,142	0,188	0,120	0,467	0,808	0,415	0,371	0,335
В6	0,523	0,661	0,324	0,947	0,415	1,609	1,434	1,294
В7	0,636	0,666	0,312	0,849	0,371	1,434	3,886	1,847
В8	0,726	0,670	0,302	0,771	0,335	1,294	1,847	2,290
Q	1,22	1,4	0,76	1,59	0,81	1,61	3,89	2,29
m_H мм	0,33	0,35	0,26	0,38	0,27	0,38	0,59	0,45

Метод дуже простий і тому чинну програму “Топоград”, яка використовується для врівноваження нівелірних мереж, доцільно доповнити відповідним блоком для розрахунку їх точності, як це зроблено для триангуляції.

Глава 2. ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНІ ВИШУКУВАННЯ

2.1. Види і завдання інженерно-технічних вишукувань

2.1.1. Загальні відомості

Інженерні вишукування – це вид науково-технічної діяльності з вивчення природних і техногенних умов територій та об'єктів будівництва з метою розроблення прогнозів їх взаємодії з довкіллям, для проектування інженерної підготовки територій та захисту споруд від прояву небезпечних процесів. Залежно від мети та завдань досліджень розрізняють такі види вишукувань – економічні, соціальні, геодезичні, геологічні, гідрологічні тощо. Зміст і повнота інженерних вишукувань залежить від типу споруд. За цим критерієм вишукування поділяють на міські, промислові, транспортні, гідротехнічні, іригаційні, осушувальні та інші, а залежно від конфігурації споруд – на лінійні та майданні (площадкові).

Згідно з ДБН А.2.1-1-2008 [69] інженерні вишукування для будівництва включають такі види вишукувань:

- економічні та соціальні;
- інженерно-геодезичні;
- інженерно-геологічні;
- геотехнічні та інженерно-гідрологічні (у складі комплексних інженерно-геологічних вишукувань або окремо);
- інженерно-гідрометеорологічні;
- вишукування для раціонального використання та охорони навколишнього середовища;
- спеціалізовані (умовно вишуквальні).

Залежно від черговості підготовки проектної документації вишуквальні роботи проводять у декілька стадій:

- передпроектні та розроблення ескізного проекту (ЕП);
- техніко-економічне обґрунтування (ТЕО) або техніко-економічний розрахунок (ТЕР);
- складання проекту (П) або робочого проекту (РП);
- підготовка робочої документації (РД).

Склад і обсяги вишуквальних робіт визначає вишуквальна організація із врахуванням виду будівництва, регіональних, територіальних та локальних особливостей території (складність умов), ступеня її вивченості, стадії проектування.

2.1.2. Інженерно-геодезичні вишукування

Інженерно-геодезичні вишукування для будівництва повинні забезпечувати отримання топографо-геодезичних матеріалів і даних про ситуацію та рельєф місцевості (у тому числі про дно водотоків, водойм і акваторій), розташування й характеристики наявних будівель і споруд (наземних, підземних і надземних) та інших елементів планування (у цифровій та графічній формах), необхідних для

комплексного оцінювання природних і техногенних умов території (акваторії) будівництва й обґрунтування можливості проектування, створення та ведення державних кадастрів, забезпечення управління територією і ризиками надзвичайних ситуацій техногенного та природного характеру тощо.

Мета інженерно-геодезичних вишукувань:

- отримання інженерно-топографічних планів для розроблення проектів;
- побудова або реконструкція інженерно-геодезичної мережі для визначення просторового положення і габаритів об'єктів (зокрема і підземних) та їх змін;
- отримання даних для побудови геологічних, гідрогеологічних, архітектурних, екологічних, археологічних та інших картографічних моделей;
- отримання даних про геодинамічні процеси.

Матеріали інженерно-геодезичних вишукувань включають геодезичні й топографічні знімання з точністю масштабів 1:5 000, 1:2 000, 1:1 000, 1:500, 1:200 і вище; трасувальні та інженерно-гідрографічні роботи; геодезичні стаціонарні спостереження; кадастрові та інші спеціальні роботи, а також комплексні інженерно-геодезичні роботи для отримання просторової моделі розташування елементів ситуації та рельєфу у заданій формі її відображення.

Для отримання цих матеріалів створюють:

- опорні геодезичної мережі, включаючи і мережі спеціального призначення для будівництва та експлуатації будівель і споруд;
- топографічні плани, профілі та інші топографо-геодезичні матеріали у графічній та цифровій формах для розроблення проектів для будівництва об'єктів, оцінки техногенного навантаження, проектування заходів з інженерної підготовки та захисту територій;
- геоінформаційні системи населених пунктів і проммайданчиків, державного містобудівного та земельного кадастрів для створення й оновлення тематичних карт, планів, атласів тощо;
- інженерно-топографічну та інформаційну основу для виконання інших видів інженерних вишукувань – геотехнічного контролю, обстеження ґрунтів під основами та фундаментами будівель і споруд, захисту і моніторингу територій, реконструкції підземних інженерних мереж, спостереження за деформаціями будівель і споруд та їх конструкцій у період будівництва та експлуатації.

Інженерно-геодезичні вишукування виконують у три етапи: **підготовчий** – отримання технічного завдання замовника, збирання та аналіз матеріалів вишукувань минулих років, рекогносцивальне обстеження території, складання програми вишукувань; **польовий** – виконання комплексу польових вимірювань і попереднє оброблення даних для забезпечення їх якості, повноти і точності; **камеральний** – остаточне опрацювання даних польових вимірів з оцінюванням точності результатів, складання і передача замовнику звіту, а також звітних матеріалів до Державного картографічно-геодезичного фонду.

Технічне завдання на виконання робіт складається генпроектувальником за участю виконавця і має включати таку інформацію: цільове призначення роботи; характеристику об'єкта і вимоги до детальності, повноти і точності (масштаб) відображення ситуації об'єкта і рельєфу місцевості; межі ділянки вишукувань; спеціальні вимоги; відомості про наявність матеріалів вишукувань минулих років тощо.

Програму виконання інженерно-геодезичних вишукувань розробляє виконавець відповідно до вимог технічного завдання, положень нормативних документів, результатів вивчення фондових матеріалів і детального польового рекогносрування. В ній зазначають можливість використання матеріалів вишукувань минулих років, види та обсяги наступних робіт; обґрунтовують види, обсяги і технології виконання робіт (у випадку нестандартних рішень дається попередній розрахунок точності можливих результатів); вказують форму та склад звітних матеріалів тощо. До програми виконання робіт додають графічні матеріали, що відображують і деталізують її зміст. До початку робіт програму погоджують із замовником, а при виконанні спеціальних видів робіт – із генеральним проектувальником.

Основні види робіт при інженерно-геодезичних вишукуваннях на різних стадіях проектування:

- 1) збирання та аналіз топографо-геодезичних матеріалів минулих років;
- 2) створення або реконструкція опорної геодезичної мережі;
- 3) побудова планово-висотної знімальної мережі;
- 4) топографічне знімання місцевості або оновлення топографічних планів;
- 5) інженерно-геодезичне забезпечення різних видів вишукувань (інженерно-геологічних, гідрогеологічних, гідрологічних тощо);
- 6) складання і тиражування планів різних масштабів.

Під час **збирання, аналізу й систематизації матеріалів вишукувань минулих років** отримують відомості про систему координат і висот картматеріалів та геодезичних пунктів, типи їх центрів і зовнішніх знаків, час та методи виконання топографічних знімачів, їх масштаби і висоту перерізу рельєфу, наявність на території підземних комунікацій.

Масштаби топографічних знімачів і висоти перерізу рельєфу на стадії робочого проектування наведено у табл. 2.1. Знімання територій проводять відповідно до Інструкції [79] із врахуванням технічного завдання на побудову опорної та знімальної геодезичних мереж, вибору типів геодезичних знаків, допусків на точність вимірювань тощо.

У процесі топографічного знімання території для проектування нових об'єктів, особливо для реконструкції і технічного переоснащення діючих підприємств, на стадії робочого проектування ведеться координування капітальних будинків та споруд, визначення їх зовнішніх розмірів, колодязів і камер підземних комунікацій, опор повітряних ліній, знімання під'їзних автошляхів та залізниць з координуванням центрів стрілкових переводів і центрів хрестовин, точок перетину колій. В окремих випадках для підземних комунікацій складають обмірні креслення у масштабі 1:500-1:50, а за даними детального обстеження комунікацій – ескізи колодязів і камер у масштабі 1:50 (1:20) і типових опор у масштабі 1:100-1:20 або їх фотографії з обмірними даними.

Для складання кошторисів на виконання топографо-геодезичних вишукувань у ДБН А.2.1-1-2008 визначено п'ять уніфікованих категорій складності топографічних умов залежно від ухилу місцевості (до 0,01; 0,01-0,025; 0,025-0,035; 0,035-0,070 і понад 0,070), а також наявності забудови, підземних комунікацій, рослинного покриву тощо.

За результатами інженерно-геодезичних вишукувань складається **технічний звіт** на весь комплекс завершених робіт, який включає текстову частину і додатки.

Масштаби топографічного знімання для вишукувань інженерних споруд

№ пор.	Характеристика ділянки знімання	Масштаб плану	Висота перерізу рельєфу, м
1	Капітальна забудова (реконструкція та розширення з надземними і підземними комунікаціями)	1:500	1; 0,5
2	Міські райони і квартали, містобудівний комплекс, група громадських споруд	1:2000; 1:1000	1; 0,5
3	Малоповерхова забудова, малозабудована або незабудована територія	1:1000; 1:500	1; 0,5
4	Траси автошляхів і залізниць у рівнинній місцевості, міських комунікацій на незабудованій території, ЛЕП, магістральних каналів, кабелів електрозабезпечення та зв'язку, магістральних трубопроводів у складних умовах	1:5000; 1:2000	2; 1; 0,5
5	Траси автошляхів і залізниць у горбистій та гірській місцевостях, магістральних каналів у складних умовах, підходів ЛЕП та електрокабелів до станцій та підстанцій; зближення трас, їх перетин з транспортними та іншими спорудами	1:2000; 1:1000	2; 1; 0,5
6	Траси лінійних споруд на забудованій території міст, селищ, промислових підприємств	1:1000; 1:500	1; 0,5
7	Переходи через водотоки (мости, трубопроводи, кабелі та інше)	1:5000-1:500 залежно від ширини ріки	2; 1; 0,5

У текстовій частині подаються:

- 1) Загальні відомості;
- 2) Коротка фізико-географічна характеристика району робіт;
- 3) Топографо-геодезичний опис вивченості району робіт (забезпеченість території топографічними картами, інженерно-топографічними планами, аеро- і космофотопланами, земле- і лісовпорядними, кадастровими та іншими планами відповідних масштабів, час і методи їхнього створення, масштаб і висота перерізу рельєфу, система координат і висот тощо);
- 4) Опорні та знімальні геодезичні мережі (технологія і прилади для їх створення або реконструкції, характеристика та аналіз точності тощо);
- 5) Топографічні знімання або оновлення планів, включаючи і знімання підземних і надземних споруд (технологія створення (оновлення) інженерно-топографічних і кадастрових планів у графічній, цифровій, фотографічній та інших формах, координування основних елементів і зовнішні обмірювання будинків та споруд тощо);
- 6) Знімання автошляхів та залізниць для реконструкції;
- 7) Інженерно-геодезичні вишукування трас лінійних споруд;
- 8) Геодезичне забезпечення інших видів вишукувань (гідрогеологічних, геологічних тощо);
- 9) Технічний контроль якості та приймання робіт;
- 10) Перелік матеріалів, які передаються замовникові та іншим організаціям;
- 11) Висновки.

У додатках до технічного звіту поміщають:

- копії технічного завдання і дозволу на виконання робіт;
- схеми планової та висотної опорної і знімальної геодезичних мереж;
- відомість обстеження вихідних геодезичних пунктів;
- абриси установлених постійних пунктів геодезичних мереж;
- відомість координат і висот закріплених постійних геодезичних пунктів;
- зведену відомість виміряних горизонтальних напрямків, zenітних кутів та відстаней;
- картограму розташування ділянок топографічних зніманих з розграфленням аркушів планів;
- відомість координат і висот інженерно-геологічних виробок та інших точок (шурфи, відслонення тощо);
- копії інженерно-топографічних планів;
- копії метрологічної атестації геодезичних приладів;
- акт приймання матеріалів завершених робіт.

За додатковою вимогою подаються:

- відомості координат роїв будинків та споруд;
- обмірні креслення будинків та споруд;
- каталоги колодязів (камер) підземних споруд;
- схеми підземних і надземних споруд;
- ескізи колодязів (камер) і опор надземних споруд;
- плани і поздовжні та поперечні профілі під'їзних колій, автошляхів тощо.

Повнота, достовірність та якість матеріалів повинні задовольняти вимоги технічного завдання замовника і програми вишукувань, відповідати відомчим нормативним документам, системі управління якістю на основі міжнародних стандартів ISO та стандартів галузі.

2.1.3. Інженерно-геологічні вишукування

Інженерно-геологічні вишукування охоплюють такі види робіт:

- вивчення інженерно-геологічних процесів і явищ на території об'єкта;
- бурові та гірничопрохідницькі роботи;
- геотехнічні вишукування (польові та лабораторні дослідницькі роботи);
- геофізичні роботи;
- гідрогеологічні вишукування;
- стаціонарні спостереження.

Інженерно-геологічні процеси і явища вивчають за архівними матеріалами і даними польових досліджень структури ґрунтів у шурфах, котлованах, на відслоненнях, а також методом буріння тощо.

Бурові та гірничопрохідницькі роботи виконують для отримання інформації про склад ґрунтів і умови їх залягання, глибину залягання ґрунтових вод та водоносних горизонтів, наявність напору, особливості рівневого режиму; відбирання зразків ґрунтів і проб води для лабораторних досліджень; виконання польових досліджень властивостей ґрунтів; організації системи спостережень за компонентами геологічного середовища; встановлення меж прояву інженерно-геологічних процесів.

Під час **геотехнічних вишукувань** визначають склад, стан і властивості ґрунтів та їх зміни під впливом різних факторів (зволоження, обводнення, осушення, термічні впливи, статичні та динамічні навантаження); дають прогнозну оцінку стійкості схилів, укосів, природних і штучних геотехнічних масивів ґрунтів; розробляють рекомендації для влаштування основ, фундаментів і захисних споруд, виявлення причин неприпустимих осідань і деформацій масивів ґрунтів. У ході лабораторних досліджень визначають фізичні, міцнісні, деформаційні та інші властивості ґрунтів, а також хімічні властивості ґрунтових вод.

Геофізичні роботи виконують з метою визначення структурно-тектонічної будови місцевості, меж поширення та потужності ґрунтів різного літологічного складу і стану, властивостей ґрунтів, рівнів підземних вод, напрямку та швидкості їх руху, виявлення інженерно-геологічних процесів і геофізичних аномалій, а також для сейсмічного мікрорайонування.

Гідрогеологічні вишукування виконують у комплексі з інженерно-геологічними вишукуваннями або окремо з метою одержання відомостей про інженерно-гідрогеологічні умови території та даних для проектів будівництва чи проектів захисту будівель, споруд і територій від небезпечних процесів. З цією метою вивчають басейн стоку в межах урбанізованої території, складові балансу ґрунтових вод (при необхідності – інших водоносних горизонтів у зоні активної взаємодії), фільтраційні характеристики ґрунтів, природних і техногенних процесів.

При будівництві об'єктів, що несуть екологічну небезпеку, закладають мережу гідрогеологічних свердловин і ведуть стаціонарні спостереження за змінами рівня ґрунтових вод тощо.

Стаціонарні спостереження за станом елементів геологічного середовища, деформаціями конструкцій будівель і споруд проводять як у процесі моніторингу, так і під час виконання вишуквальних робіт. Мета цих спостережень – отримання інформації про розвиток інженерно-геологічних та гідрогеологічних процесів, їх циклічність, вплив на стан та експлуатаційну придатність будівель і споруд. Стаціонарні спостереження проводять переважно при будівництві об'єктів підвищеної екологічної безпеки у складних інженерно-геологічних умовах, а також для оцінювання впливів таких об'єктів на довкілля і навпаки.

У програмі інженерно-геологічних вишукувань передбачають спеціальні види робіт, зокрема такі, як аерокосмічне знімання, стаціонарні наземні інженерно-геодезичні спостереження, геофізичні роботи, лабораторні випробовування та моделювання. На ділянках розвитку небезпечних геологічних процесів (карст, суфозія, зсуви, обвали, селі, перероблення берегів водосховищ, озер і річок, сейсмічність) ведуть циклічні спеціальні спостереження.

Під час вишукувань у районах розвитку **карстових і суфозійних процесів** (розчинення осадових порід – вапняків, гіпсу, ґрунту – природними водами з утворенням пустот) вивчають геоморфологічні, гідрологічні, геологічні й гідрогеологічні умови розвитку карсту; характер його поширення та інтенсивність розвитку, стійкість території відносно карстових провалів і осідань; умови раціонального використання території та протикарстові заходи. У ході проектування інженерних споруд проводять стаціонарні спостереження за зміною напружено-деформованого стану масиву гірських порід, за режимом підземних вод та проявами карсту на земній поверхні з використанням даних стаціонарних гідрометеорологічних постів.

Геодезичні спостереження за карстами і суфозією здійснюють шляхом періодичного визначення планово-висотного положення осідальних реперів і деформаційних марок за допомогою електронного тахеометра або методом наземної фотограмметрії. Точність вимірювань визначається згідно з ГОСТ 24846-81. Пункти планово-висотної геодезичної мережі мають бути розміщені поза зоною деформації поверхні. За результатами геодезичних спостережень складають план розташування і графіки (профілі) вертикальних зміщень осідальних реперів і марок та швидкостей цих зміщень.

У місцях розвитку *схилкових процесів* (зсуви, обвали) на побережжях рік, морів та озер ведуть інженерно-геологічне зонування території за ступенем небезпеки виникнення цих явищ, визначають їх розміри, швидкість переміщення ґрунтових мас, оцінюють стійкість схилів і прогнозують можливі наслідки від зсувів і обвалів, особливо для наявних будівель і споруд, затоплення долин при утворенні обвальних-зсувних загат, виникненні високої хвилі при швидкому зміщенні земляних мас в акваторію тощо. Значну увагу приділяють динаміці розмивання берегів рік, визначають величини зміщень ґрунту, будують епюри швидкостей і напряму поверхневих течій прибережного водного потоку, визначають фізико-механічні властивості ґрунту і т. ін.

Геодезичні спостереження ведуться переважно на основі магістральних полігонометричних ходів або GPS-мереж, пункти яких розташовують у прибережній смузі. Просторові координати контрольних точок визначають полярним способом за допомогою тахеометра, а також за матеріалами наземного або аерокосмічного знімання, особливо на відкритих територіях. Топографічне знімання території ведеться у масштабах 1:2 000 та 1:1 000 (1:500) відповідно на незабудованій та забудованій місцевостях. Похибки визначення координат і позначок контрольних точок встановлюються програмою досліджень переважно у діапазоні 0,10-0,20 м.

2.1.4. Інженерно-гідрометеорологічні вишукування

Інженерно-гідрометеорологічні вишукування здійснюють з метою комплексного вивчення природних умов навколишньої території та отримання кліматичних і гідрологічних характеристик для вибору майданчика будівництва та для прийняття проектних рішень. При визначенні складу цих вишукувань необхідно враховувати регіональний характер поширення небезпечних явищ і процесів.

До цього виду досліджень відносять:

- інженерно-метеорологічні вишукування для визначення метеорологічного режиму та кліматичних характеристик території, мікрокліматичних особливостей майданчика об'єкта будівництва;

- інженерно-гідрологічні вишукування для визначення гідрологічного режиму території суходолу, прилегло до майданчика будівництва, режиму водних об'єктів, у зоні впливу яких перебуває майданчик, для визначення гідрологічних характеристик і ступеня впливу небезпечних гідрологічних явищ і процесів;

- морські інженерно-гідрологічні вишукування для визначення водного режиму акваторій морів, великих озер і водоймищ та ступеня їх впливу на майданчик будівництва.

При **інженерно-метеорологічних вишукуваннях** визначають кліматичні характеристики території (екстремальні й середні значення температури і вологості повітря та їх зміни, кількість та інтенсивність атмосферних опадів, найбільшу висоту снігового покриву і глибину промерзання ґрунту, розподіл швидкостей та напрямків вітру на рівні земної поверхні й на різних висотах, максимальну товщину стінки ожеледі, тривалість теплового і холодного періодів, дати появи, усталення, руйнування та сходження снігового покриву, атмосферні явища тощо).

Інженерно-гідрологічні вишукування включають:

- встановлення гідрологічного режиму території, прилеглої до майданчика будівництва (наявність постійних і тимчасових водотоків, озер, боліт; режим поверхневого або підповерхневого схилового стоку; наявність поверхневої срозії та руслових процесів, селевих потоків, снігових лавин, льодових явищ тощо);

- визначення гідрологічних характеристик водних об'єктів у районі будівництва (середні й екстремальні рівні, швидкості течії та витрати води, розрахункові зони затоплення, характеристики руслових процесів);

- дослідження розвитку селевих потоків і снігових лавин (напрями руху, межі поширення, об'єми, щільність відкладень; частота селів і лавин, межі їх впливу та навантаження на майданчик тощо);

- оцінювання ймовірності впливу на територію об'єкта небезпечних гідрологічних явищ і процесів (інтенсивного схилового стоку й ерозії, високих паводків і повеней на ріках, розмивів берегів і льодових явищ, селів, лавин тощо); прогнозування небезпечних явищ і оцінювання очікуваних ризиків для об'єкта.

При **морських інженерно-гідрологічних вишукуваннях** з'ясовують:

- гідрологічний режим прибережних зон морів, заток і лиманів у зоні їх впливу на майданчик будівництва (найвищі рівні води, припливно-відпливні коливання рівнів води, течії, спади та напливи, хвилювання, льодовий режим, абразія берегів); гідрологічні характеристики водних об'єктів (середні та екстремальні рівні води, швидкості течій, зони затоплення, висота хвилі й хвильові навантаження на берег, характеристики абразивних процесів);

- ймовірність впливу на територію об'єкта небезпечних гідрологічних явищ і процесів на морському узбережжі (катастрофічних напливів, високого хвилювання та цунамі, обвалів і зсувів берегів та ін.).

Під час досліджень гідрологічного режиму території та водних об'єктів (рік, озер, водосховищ та морів) максимально використовують матеріали спостережень гідрологічних постів і станцій, а за їх відсутності – матеріали спостережень на водозборах.

2.1.5. Вишукування для вирішення завдань раціонального використання та охорони довкілля

Цей вид вишукування виконують у складі комплексних інженерних досліджень (або окремо) для будівництва з метою:

- оцінювання сучасного стану основних компонентів довкілля (літосфери, гідросфери, атмосфери, біосфери), виявлення геопатогенних зон та врахування впливу об'єктів і господарської діяльності на довкілля у проекті нового будівництва, реконструкції, технічного переоснащення або ліквідації об'єктів;

- вироблення рекомендацій з регулювання впливів, інженерної підготовки освоюваної або освоєної території, конструкцій будинків і споруд для створення сприятливих екологічних умов, виконання організаційних та інженерно-технічних заходів з охорони довкілля.

Залежно від цільового призначення матеріали вишукувань для раціонального використання і охорони довкілля мають містити вихідні дані та рекомендації щодо освоєння, меліорації, реабілітації, рекультивації території, захисту від несприятливих процесів, розміщення шкідливих виробництв, відходів тощо.

2.1.6. Спеціалізовані вишукування

До спеціалізованих вишукувань згідно з ДБН А-2-1-1-2008 [69] відносять:

- моніторинг навколишнього середовища в межах населених пунктів (об'єктів);
- контроль стану об'єкта (інжиніринг);
- інвентаризацію земель і кадастрові роботи;
- геодезичне забезпечення в процесі будівництва;
- пошук і розвідку підземних вод;
- проектування та буріння розвідувально-експлуатаційних свердловин для питного і технічного водопостачання;
- розвідування ґрунтових будівельних матеріалів;
- обстеження ділянок для розроблення проектів локальної реконструкції ландшафтів;
- бурові та гірничопрохідницькі роботи у процесі будівництва й реконструкції;
- дослідження забруднення ґрунтів і підземних вод;
- роботи з відновлення територій, забруднених нафтопродуктами та іншими хімічними речовинами;
- створення штучних геотехнічних масивів (основ);
- випробування натурних паль.

Зауважимо, що майже всі ці роботи вимагають відповідного інженерно-геодезичного забезпечення. Технічне завдання на спеціалізовані вишукування складають у довільній формі, а програма має включати дані про мету, обсяги, методи виконання робіт і вимоги до їх результатів із врахуванням технічних вимог та відповідних нормативних документів.

2.1.7. Геодезичне забезпечення окремих видів інженерно-технічних вишукувань

Прив'язування точок інженерно-геологічних вишукувань. Точками інженерно-геологічних вишукувань з погляду їх картографування називають місця геологічних виробок (шурфи, свердловини, відслонення, лінії тектонічного порушення, розташування геофізичної апаратури тощо), які вимагають перенесення в натуру або прив'язування до пунктів геодезичної мережі. Враховуючи особливості проектування або нанесення цих точок на карти і плани різного масштабу, їх переважно переносять в натуру або прив'язують з скп 0,5-1 мм у масштабі плану і 0,1-0,5 м по висоті. Більшу похибку (до 1 м) встановлюють для висотної прив'язки точок електро- та магніторозвідування.

Планово-висотне прив'язування точок проводять GPS-методом, способами полярних координат, лінійно-кутових засічок, теодолітними ходами з використанням тригонометричного нівелювання. За результатами перенесення в натуру або прив'язування складається схема розташування виробок, каталог координат і позначок точок, схеми прив'язування, подаються матеріали обчислень тощо.

Інженерно-гідрографічні роботи. Такі роботи включають: побудову опорної та знімальної планово-висотної геодезичних мереж; топографічне знімання прибережної частини та водних об'єктів; нівелювання водної поверхні та промір глибин акваторії.

Побудову планово-висотних мереж і топографічні знімання проводять за Інструкцією [79] відповідно до масштабу знімання та висоти перерізу рельєфу, вибір яких залежить від стадії проектування і виду проекрованої споруди.

Знімання русел проводять переважно у масштабах 1:10 000, 1:5 000 або 1:2 000 з охопленням берегової смуги шириною відповідно 200, 150 та 100 м. Глибини вимірюють по основних галсах (лініях), нормальних до берегових ліній, а для контролю – по косих галсах, які перетинають основні під кутом 30-60°. Відстань між галсами становить переважно 10 і 20 мм у масштабі плану відповідно при складному і спокійному рельєфі дна, а відстань між промірними точками – вдвічі менша, тобто 5 і 10 мм на плані. Похибка вимірювання глибини допускається до 0,1 м на глибинах до 10 м і 1:1000 – на більших глибинах. Техніку, методику та опрацювання вимірювань докладно описано у гл. 8.

2.2. Великомасштабне картографування

2.2.1. Загальна характеристика великомасштабних планів

Види і характеристики планів. Великомасштабні топографічні плани, які мають масштаб 1:5 000, 1:2 000, 1:1 000 та 1:500, поділяють на *основні*, призначені для вирішення загальнотопографічних завдань (наприклад, у містах та промислових районах) і *спеціалізовані* (кадастрові, землевпорядні, лісовпорядні, маркшейдерські тощо).

Основні великомасштабні плани складаються згідно з вимогами Основних положень Державної служби геодезії, картографії та кадастру та Інструкції з топографічного знімання у вищевказаних масштабах [79] з відображенням усіх об'єктів, контурів та елементів рельєфу територій у прийнятих умовних знаках.

При складанні спеціалізованих планів, крім вищевказаних вимог державного картографування, враховують вимоги відомчих інструкцій, державних будівельних норм (ДБН) та спеціальних вимог, закладених у технічному завданні на виконання робіт. При цьому використовуються і відомчі умовні знаки для відображення об'єктів та контурів місцевості, особливо при зніманні підземних інженерних мереж, залізничних вузлів тощо.

Серед спеціалізованих планів особливе місце посідають інженерно-топографічні плани, які використовуються для проектування, будівництва, реконструкції та експлуатації інженерних споруд. Залежно від призначення розрізняють *вишукувальні, виконавчі та інвентаризаційні плани*. Перші складають під час вишукувань для вибору оптимального варіанта розміщення об'єкта будівництва (генерального

або детального плану, траси транспортної магістралі тощо), другі – для контролю відповідності побудованої споруди проекту, треті – для експлуатації споруд, обліку, технічного обслуговування, ремонту підземних комунікацій тощо.

Топографічний план характеризується *точністю* його побудови, *детальністю* і *повнотою* відображення на ньому ситуації та рельєфу.

Точність плану характеризується величинами сумарних скп планового і висотного положення точок ситуації та рельєфу. Якщо врахувати, що кожна точка плану визначається на місцевості за координатами, то її похибку m_m можна записати так:

$$m_m = \sqrt{m_x^2 + m_y^2} \approx m_k \sqrt{2},$$

де $m_x = m_y \approx m_k$ – це похибки вимірювання координат точки, в які входять похибки побудови планової знімальної основи, похибки знімання, графічних побудов при складанні графічного або фотограмметричного плану та їх деформацій.

Згідно з Інструкцією [79] похибка m_m точки ситуації відносно найближчих пунктів знімальної основи не може перевищувати 0,4 мм на плані будь-якого масштабу для чітких контурів (забудованих територій) і 0,7 мм – для лісових насаджень. Проте залежно від завдань проектування вимоги до взаємного положення контурів можуть змінюватися в обидва боки. Так, під час розміщення об'єкта на території з капітальними і висотними будинками вказану похибку зменшують до 0,2 мм, а на незабудованій території вона може бути збільшена до 0,5 мм.

Детальність плану характеризується ступенем допустимого спотворення (генералізації) контурів об'єктів та елементів рельєфу при складанні планів і залежить від їх масштабу: чим більший масштаб, тим менше узагальнень і тим вища детальність зображення. На практиці прийнято, щоби похибки генералізації чітких контурів на плані не перевищували 0,5 мм, а архітектурних деталей – 0,3 мм [94].

Повнота плану характеризується ступенем його насиченості контурами об'єктів та елементами рельєфу і виражається мінімальними розмірами об'єктів та відстаней між ними. Найбільшої повноти плану вимагають роботи з картографування капітальної забудови та підземних комунікацій, особливо під час їх реконструкції.

Найповнішу інформацію про конфігурацію об'єктів та елементи рельєфу місцевості дають ортофотоплани, які складаються за матеріалами аерофотознімання.

Точність визначення відстаней і напрямів. Довжина лінії S та її дирекційний кут (або топографічний азимут) α , виміряні на плані або обчислені за координатами кінцевих точок, розраховуються за формулами

$$m_S = \sqrt{m_1^2 + m_2^2} = m_m \sqrt{2}; \quad m_\alpha = \frac{m_S}{S} \rho,$$

де m_1, m_2, m_m – похибки положення точок плану.

Отже, при похибці положення чіткої точки на плані 0,4 мм похибка відстані становитиме 0,56 мм у масштабі плану, а дирекційного кута – 20' для лінії довжиною 100 мм на плані.

Точність вимірювання площі. Площу ділянок на плані вимірюють переважно планіметром (механічним чи електронним) або обчислюють аналітично за координатами точок її контуру. З-поміж багатьох вирізняються механічні плані-

метри серії Planix з роликовою базою та обвідним важелем зі шпилем і лупою. Цифровий блок в таких планіметрах дозволяє записувати результати вимірів та обчислювати площу із врахуванням масштабу плану. Планіметром Planix S10 “marble” можна вимірювати довжини прямих і кривих ліній, радіуси кривих, координати точок, деформацію топографічної основи тощо.

До електронних планіметрів належать дигітайзери для ручного цифрування і планшетні сканери, які поєднуються з комп’ютером. Відносна похибка вимірювань різними типами планіметрів становить 1:300-1:1 000.

Якщо площу обчислювати за координатами точок контуру, то її похибка m_F визначається за формулою професора О. В. Маслова:

$$m_F = \frac{m_m}{2\sqrt{2}} \sqrt{\sum_{i=1}^n S_i^2},$$

де S_i – відстані між точками полігона ($i = 1, 2, 3, \dots, n$); n – кількість точок.

Для правильних фігур ділянок (багатокутник, прямокутник, квадрат, рівносторонній трикутник) формули для обчислення похибок їх площ відповідно мають вигляд [19]:

$$m_F = \frac{Sm_m}{2} \sqrt{\frac{n}{2}}; \quad m_F = m_m \sqrt{\frac{a^2 + b^2}{2}}; \quad m_F = Sm_m; \quad m_F = \frac{Sm_m}{\sqrt{2}},$$

де a, b – довга і коротка сторони прямокутника.

Серед них на особливу увагу заслуговує похибка площі витягнутого прямокутника, яка при відношенні сторін $\lambda = a/b$ має вигляд:

$$m_F = \frac{am_m}{\lambda} \sqrt{\lambda^2 + 1} \approx am_m,$$

що свідчить про суттєве зростання похибки при малій ширині ділянки порівняно з квадратом.

При вимірюванні або обчисленні великих площ треба враховувати вплив кривини Землі, оскільки площі ділянок на еліпсоїді менші від площ на карті в проекції Гаусса–Крюгера. За дослідженнями [38] ця різниця зростає при збільшенні площ і становить 8, 31, 128, 512 і 2 049 м² на площах відповідно 64, 128, 256, 512 і 1 024 км² (максимальна відносна похибка не перевищує 1:500 000).

Точність зображення рельєфу. Від точності відображення рельєфу значною мірою залежить вибір майданчика або смуги території для будівництва різноманітних інженерних споруд, трасування підземних комунікацій тощо. З врахуванням рельєфу задають проектні позначки споруд, ухили доріг і трубопроводів, розроблюють проекти вертикального планування територій.

За дослідженнями професора М. Г. Відуєва [51], ця похибка позначки точки, визначеної за горизонталями топографічного плану, описується виразом

$$m_H = 0,19h_0 + 0,0001Mu_c,$$

де M, h_0 – знаменник масштабу плану і висота перерізу рельєфу; u_c – середній ухил місцевості.

Для планів масштабу 1:500-1:1 000, які використовуються для вертикального планування територій, автором [5] виведена залежність:

$$m_H = \sqrt{\left(\frac{h_0}{2t}\right)^2 + \frac{2}{3}(Mm_n u)^2},$$

де m_n – похибка вимірювання відстаней на плані; u – ухил місцевості; t – коефіцієнт, що враховує похибку нанесення горизонталі на план (згідно з Інструкцією [79,] його приймають рівним 3 і 4 відповідно для горбистої та рівнинної місцевостей).

При проектуванні на плані масштабу 1:2 000 з перерізом рельєфу горизонталями через 1 м у горбистій місцевості при $u = 0,05$ і $m_n = 0,2$ мм похибка m_H позначки точки проекту може сягнути 0,17 м, при цьому домінує вплив першого члена обох формул.

Численними дослідженнями точності відображення рельєфу на великомасштабних планах [94] встановлено, що похибки позначок коливаються в таких межах: 0,08-0,12 м – при перерізі рельєфу 0,5 м на планах масштабу 1:500 та 1:1 000; 0,18-0,22 м – на планах масштабу 1:2 000 з перерізом рельєфу 1 м і 0,30-0,40 м – на планах масштабу 1:5 000 з перерізом рельєфу 1 м.

Похибки перевищення і ухилу, визначених за позначками точок плану, розраховують відповідно за формулами

$$m_h = m_H \sqrt{2}; \quad m_u = \frac{m_h}{S},$$

де S – відстань між точками проектної лінії.

2.2.2. Загальні відомості та вимоги до великомасштабного картографування

Загальнодержавне топографічне картографування виконується в масштабах 1:10 000, 1:25 000, 1:50 000, 1:100 000, 1:200 000 (1:250 000), 1:500 000 та 1:1 000 000. Базовими є топографічні карти масштабів 1:10 000, 1:50 000 та 1:250 000, яким надається відповідний державний статус:

- *національна топографічна карта* – це топографічна карта в масштабі 1:200 000 (1:250 000);

- *державна топографічна карта* – це топографічна карта в масштабі 1:50 000;

- *економіко-господарська топографічна карта* – це топографічна карта в масштабі 1:10 000.

У ході інженерних вишукувань топографічні умови місцевості вивчають за топографічними картами і планами різних масштабів: від дрібномасштабних 1:100 000, 1:50 000, 1:25 000 та 1:10 000 до великомасштабних 1:5 000, 1:2 000, 1:1 000 та 1:500; останні два плани використовують для обліку підземних комунікацій з відображенням їх технічних характеристик.

Перші належать до масштабного ряду карт державного картографування на всю територію України й оновлюються відповідно до державних нормативів через 15 років, а другі є регіональними або локальними і складаються для промислових

районів, міст, селищ, окремих промислових підприємств, енергетичних, транспортних та інших об'єктів й оновлюються в залежності від інтенсивності забудови.

При наявності потрібних карт і планів перевіряється їх актуальність та визначається потреба в оновленні контурної частини чи рельєфу планів, або ж приймається рішення про проведення нового знімання. Згідно з [79], карта або план підлягають новому зніманню, якщо її інформаційна складова змінилася на 35%.

У залежності від обсягу робіт, площі території, рівня насиченості її забудовою, топографічних умов місцевості тощо суцільне великомасштабне топографічне знімання чи оновлення можна здійснювати методами аерофотознімання (космофотознімання) або наземного – тахеометричного (мензульного) та фото-теодолітного, які на сучасному етапі виконуються з широким використанням інформаційних технологій. Топографічні плани масштабу 1:1 000 та 1:500 оновлюють виправленням їх змісту за матеріалами виконавчих знімань на паперових або пластикових планшетах.

Технічні вимоги до складання та оновлення топографічних планів великомасштабного картографування встановлені Інструкцією [79]. Плани можуть створюватися шляхом натурного знімання або картоукладання (крім масштабу 1:500) у графічній чи цифровій формах. Нормативним документом визначено перелік об'єктів місцевості, які підлягають відображенню на планах різних масштабів та висоти перерізу рельєфу горизонталями. Останні встановлюють в залежності від нахилу місцевості й можуть прийматися такими: 0,5, 1, 2 і 5 м на планах масштабу 1: 5 000; 0,5, 1 і 2 м – масштабу 1:2 000; 0,5 та 1 м – масштабу 1:1 000.

Скп положення на планах капітальних споруд не повинні перевищувати 0,4 мм відносно точок знімальної мережі, контурів з чіткими обрисами – 0,5 мм, а у гірських та лісових районах – 0,7 мм. В окремих випадках при відповідному обґрунтуванні допускається зменшувати графічну точність плану, тобто складати план масштабу 1:500 з точністю 1:1 000.

Геодезичною основою великомасштабних знімань служать пункти ДГМ різних класів, розрядних геодезичних мереж згущення і знімальної геодезичної мережі, а також марок і реперів Державної нівелірної мережі. Координати пунктів і висоти реперів визначаються відповідно у державних системах координат (УСК-2000) і висот (Балтійська 1977 р.). Середня щільність пунктів ДГМ для створення знімальної геодезичної основи встановлюється: по 1-му пункту і реперу відповідно на площу 20-30 км² і 10-15 км² для планів масштабу 1:5 000 та на площу 5-10 км²; 5-7 км² – для планів 1:2 000. Щільність пунктів знімальної мережі має бути не меншою ніж 4 та 1 пункт/км² відповідно для забудованої та незабудованої територій. Основні відомості й характеристику точності геодезичних мереж наведено в гл. 1.

Зараз топографічні карти створюються на основі базових наборів геопросторових даних – сукупності загальногеографічних даних про: геодезичну основу, рельєф, гідрографію, транспорт, адміністративно-територіальний устрій, населені пункти, будівлі та споруди, рослинність, ґрунти, географічні назви, аеро- і космічні зображення, ортофотоплани та фотокарти. Останні формуються за даними дистанційного зондування Землі та глобальних навігаційних супутникових систем. Вони оновлюються шляхом топографічного моніторингу з інтервалом не рідше 1 разу на рік, який включає і виконавчі знімання.

За способом створення та подання графічної інформації про природні й штучні об'єкти місцевості, явища та взаємозв'язки між ними топографічні карти поділяють на *аналогові, цифрові та електронні*.

На **аналогових топографічних картах** інформація про місцевість подається у вигляді графічного зображення на твердому носії (папері, пластику тощо) в умовних позначеннях, прийнятих відповідно до встановленої класифікації топографічних об'єктів, положення яких на карті, відображення їх кількісно-якісних характеристик та взаємозв'язків регламентовані керівними документами та обумовлені масштабом карти, а також можливостями роздільно-візуального сприйняття. Такі карти створюють за технологіями, які включають процеси від редакційної підготовки до поліграфічного відтворення, у прийнятих системах координат, висот, проєкцій, масштабах, розграфленні та номенклатурі поаркушно.

Аналогові топографічні карти повинні задовольняти такі основні вимоги:

- достовірно і точно (залежно від масштабу) відображати стан місцевості в заданих машиноорієнтованих умовних знаках;
- забезпечувати визначення координат, абсолютних і відносних висот об'єктів, їх кількісних та якісних характеристик.

Цифрові топографічні карти (ЦТК) являють собою цифрові картографічні моделі, зміст яких відповідає змісту карти певного типу та масштабу. Це інформаційні бази геопросторових даних та бази метаданих, що зберігаються на інформаційних носіях у банках цифрових картографічних даних (БЦКД). Їх створюють за допомогою спеціалізованих програмно-технічних засобів на основі чіткої класифікації топографічних об'єктів, кодування їхніх морфологічних атрибутів (розмір, форма, розташування) та метаданих (кількісно-якісних атрибутів, структурних характеристик) у прийнятих системах координат, висот, масштабах, проєкціях, розграфленні та номенклатурі карт. ЦТК є основою для функціонування ГІС і створення *електронних топографічних і тематичних карт*.

Незалежно від методу створення чи оновлення ЦТК мають відповідати таким основним вимогам:

- забезпечувати можливість автоматизованого визначення даних про місце розташування об'єктів та їхніх характеристик;
- включати цифрове значення кількісних та якісних характеристик і кодів об'єктів у прийнятій системі класифікації та кодування картографічної інформації;
- забезпечувати можливість внесення змін і доповнень до змісту карти, її конвертації у формати ГІС та виокремлення незалежних моделей елементів змісту карт (гідрографії, населених пунктів, шляхів і пришляхових споруд, рельєфу, рослинного покриву та ґрунтів).

Для топографічних карт усіх масштабів приймається рівнокутна поперечно-циліндрична проєкція Гаусса, яка обчислюється за параметрами еліпсоїда Красовського по шестиградусних зонах у Державній геодезичній референційній системі координат УСК-2000 з поступовим переходом на універсальну поперечно-циліндричну проєкцію Меркатора.

На практиці з метою оперативного забезпечення окремих територій картографічними матеріалами створюють ортофотокарти або фотокарти, які отримують методом трансформування зображень на аеро- та космічних знімках з мінімальним

використанням штрихових елементів для забезпечення вимірювання відстаней, площ, кутів, елементів рельєфу тощо. Масштаби ортофото- й фотокарт, їх розграфлення, система координат і точність зображення об'єктів мають відповідати вимогам до укладання топографічних карт.

2.3. Основні технологічні процеси аерофототопографічного знімання

На практиці великомасштабне картографування великих об'єктів здійснюють методом фототопографічного знімання за матеріалами аеро- і космознімання. При цьому, враховуючи технічні вимоги до точності створення топокарт і планів, космічні знімки Quick Bird з найвищою роздільністю 0,61 м поки що можна використовувати тільки для оновлення планової частини масштабу 1:5 000 у рівнинній та 1:10 000 – у горбистій та гірській місцевостях [30]. Тому основним методом великомасштабного картографування для створення топографічних планів з рельєфом залишається аерофотознімання.

Упродовж багатьох років в Україні аерофотографування місцевості здійснювалося аналоговими фотокамерами типу UMK Zeiss з фокусною відстанню об'єктива 152 мм. Зальоти велися з традиційними перекриттями: поздовжнє – 60% і поперечне – 30%. Технологія опрацювання аерофотознімків включала такі основні процеси: проявлення та сканування негативів, польове прив'язування опознаків, побудову мережі фототріангуляції (зі створенням наближеної цифрової моделі рельєфу), виготовлення ортофотопланів, цифрових або графічних планів.

Процес сканування негативів включає декілька етапів: 1) попереднє сканування; 2) опрацювання гістограми отриманого зображення для корекції його яскравості та контрастності; 3) остаточне сканування із заданою роздільністю (переважно 16-24 мкм). Для сканування аерофотознімків використовується фотограмметричний сканер RM-4 і програмне забезпечення WinScan, розроблені ДНВП “Геосистема” (м. Вінниця).

У цьому підприємстві створено також цифрову аерофотокамеру DAS-1, яка успішно впроваджена у виробництво і в ДНВП “Українжгеодезія”. Завдяки цьому усунуто процес сканування і цифрові аерофотознімки безпосередньо передаються в комп'ютер для фотограмметричного опрацювання.

Прилад складається з трьох камер – надирної, переднього і заднього огляду. Вісь першої спрямована в надир, а осі другої і третьої відхилені від осі першої відповідно на кути 26° і 16°. Фокусна відстань об'єктивів 110 мм, оптична роздільність не менше 50 ліній/мм. Час експозиції 1,3-2,6 мс. Висота польоту 660-2 200 м, ширина смуги сканування місцевості 430-1 440 м, швидкість польоту 120-400 км/год. Роздільність на місцевості 5,4-18 см. Параметри сенсора: розмір пікселя 9 мкм, кількість пікселів 8 000, максимальна тактова частота зчитування пікселів 6 МГц.

Камеру обладнано системами вимірювання кутів відхилення осі камери від вертикалі та GPS-прив'язки центрів фотографування в момент експозиції в кінематичному режимі. Антену одного приймача закріплюють на зовнішній обшивці літака з прив'язкою елементів її ексцентриситету до осі літака і центра ЦФК, а основні приймачі (переважно два) встановлюють на пунктах ДГМ (у найближчому

аеропорту) на відстані до 50 км. Така технологія аерофотознімання значно полегшує навігацію літака, зменшує обсяг польового прив'язування опознаків і підвищує точність побудови фотограмметричних мереж [31].

Для побудови **фотограмметричних мереж** використовується метод блочної фототріангуляції. Вимірювання координат точок ведеться в автоматичному та напівавтоматичному режимах з контролем залишкових паралаксів і похибок у зв'язкових точках, допустимі величини яких не перевищують відповідно 10 і 100 мкм. Врівноваження мереж з оцінюванням точності визначення координат точок згущення ведеться за програмою “Блок МСГ” професора С. Г. Могильного.

Цифрову модель рельєфу (ЦМР) створюють переважно на стереомоделі методом визначення позначок вузлів регулярної сітки кроком 2 мм та побудовою структурних ліній, які стереоскопічно наносяться в місцях різкого перепаду рельєфу (детальніше про ЦМР див. п. 2.4). Робота ведеться на цифрових фотограмметричних станціях “Дельта” у програмі “Digitals”. Якість побудови цифрової моделі рельєфу контролюється в стереоскопічному режимі на кожній стереопарі по пунктах ДГМ, опознаках і точках фототріангуляції.

Ортофотоплани виготовляють за матеріалами аерофотознімання, побудови фототріангуляції з використанням програмного забезпечення “Дельта-32” та згідно з Умовними знаками [128]. Більша точність ортофотоплану досягається при використанні фотознімків панхроматичного діапазону.

Створення ортофотопланів технологічно поділяється на два етапи. Спочатку на основі вставки блока фототріангуляції створюється чорновий фотоплан низької роздільності, який разом із ЦМР використовується для вибору ліній порізу знімків між маршрутами та стереопарами. Для зменшення спотворень зображень, обумовлених впливом центральної проєкції і рельєфом, лінії порізу вибирають уздовж доріг та вулиць, поза висотними спорудами, деревами та ін. Крім того, для створення кінцевого варіанту ортофотоплану використовують трансформовану центральну частину знімка.

Точність створених ортофотопланів оцінюється за зміщеннями контурів на контрольних точках, лініях “зшивання” зображень та рамках суміжних планшетів, які не можуть перевищувати відповідно 0,2; 0,3 і 0,4 мм на ортофотоплані. Запис ортофотопланів на CD здійснюється у форматах *.DMF або *.TIF, а друкування – на кольоровому плотері Desing Jet 5000 фірми “Hewlett Packard”.

Графічні топографічні плани також створюють за матеріалами аерофотознімання. Контурну частину і рельєф формують за стереомоделлю на основі фототріангуляції, яка забезпечує масштаб плану. Для характеристики елементів плану використовують матеріали польового дешифрування. Інформаційна основа плану повинна відповідати вимогам Інструкції [79] та умовним знакам для даного масштабу. На малих територіях графічні плани доцільно складати за даними наземного знімання.

2.4. Цифрова модель місцевості

Розвиток комп'ютерних технологій в геодезії та фотограмметрії сприяв створенню аналітичної форми подання топографічної інформації або **цифрової моделі місцевості (ЦММ)** – масиву точок з відомими просторовими координатами та алгоритмами їх опрацювання для розв'язання інженерно-технічних задач. Завдяки цьому ЦММ суттєво змінили технологію проектування споруд від складання про-

ектів горизонтального і вертикального планування забудови, оптимального вибору трас лінійних споруд, зведення мостових переходів, контролю якості будівельних робіт, вивчення деформаційних процесів тощо. За змістом ЦММ поділяють на цифрову модель ситуації (ЦМС) і цифрову модель рельєфу (ЦМР).

Цифрова модель ситуації створюється на забудованій території (міські та промислові райони) з відображенням будинків, споруд та інших контурів місцевості, які задаються плановими координатами характерних точок ситуації (рогів споруд, центрів колодязів підземних комунікацій, вулиць, тротуарів, стовпів освітлення і т. п.).

Цифрова модель рельєфу передається масивом просторових координат точок, які описують складну поверхню рельєфу місцевості. За способом розташування точок розрізняють регулярну, нерегулярну і структурну моделі рельєфу.

Для точного відображення рельєфу його точки переважно формують *нерегулярну сітку трикутників* (рідко – квадратів), чим спрощується процес інтерполяції позначок у площині окремого трикутника. Довжини сторін трикутників коливаються від 5 до 20 мм у масштабі створюваного плану й зменшуються в горбистій і гірській місцевості. Координати точок отримують також у ході тахеометричного і стереофотограмметричного знімання.

Напіррегулярна модель характерна для трас лінійних споруд, в якій поверхня рельєфу передається декількома лініями поздовжнього профілю і багатьма поперечниками.

Структурна модель використовується для відображення рельєфу на вододілах, тальвегах, ущелинах. При цьому вибирають точки у характерних місцях прогину рельєфу із врахуванням його геоморфологічної будови.

Для загальної апроксимації поверхні рельєфу цифровою моделлю використовують рівняння поверхні 2-го порядку:

$$H_i = x_i^2 a_1 + y_i^2 a_2 + x_i y_i a_3 + x_i a_4 + y_i a_5 + a_6,$$

де a_j ($j = 1, 2, \dots, 6$) – коефіцієнти, які визначаються методом найменших квадратів за просторовими координатами x_i, y_i, H_i ($i = 1, 2, \dots, n$) точок ЦМР; n – кількість точок моделі.

Потім за цими коефіцієнтами визначається позначка будь-якої проміжної точки, заданої плановими координатами. Але точність визначення позначок залежить від того, як математична поверхня наближається до реальної поверхні рельєфу, тобто від кількості представницьких точок ЦМР. Практикою встановлено, що для точної апроксимації рельєфу у рівнинній місцевості треба мати до 5-ти, в горбистій – до 100 і в гірській – до 400 опорних точок на 1 га.

З огляду на це, на практиці для забезпечення високої точності та надійності зображення рельєфу користуються переважно *регулярною сіткою трикутників (триангуляцією Делоне)*, коли позначка будь-якої точки трикутника визначається за формулою

$$H_i = \frac{H_1 F_1 + H_2 F_2 + H_3 F_3}{F_1 + F_2 + F_3},$$

де F_1, F_2, F_3 – площі (ваги) трьох трикутників, які утворюються будь-якою точкою у базовому трикутнику і примикають відповідно до його сторін 2-3, 3-1 та 1-2 (рис. 2.1).

При наближенні точки до вершини базового трикутника, наприклад, до вершини 1, шукана позначка отримує найбільшу вагу і, очевидно, рівень її похибки задаватиме площа F_1 , тоді як вплив позначок інших двох вершин та їх похибок буде мінімальним.

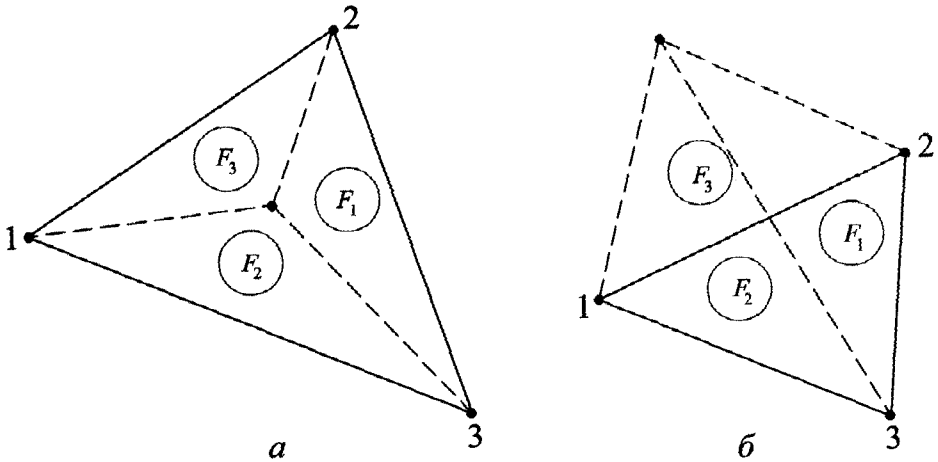


Рис. 2.1. До обчислення позначок точок ЦМР, розташованих: *a* – у середині базового трикутника; *б* – поза його межами

2.5. Лазерне сканування

Лазерне сканування є цікавим методом створення ЦММ, який базується на лазерному вимірюванні відстані від сканера до точки місцевості [76]. Для сканування земної поверхні прилад встановлюється на літаку або космічному апараті, а для наземних об'єктів – на штативі над пунктом геодезичної мережі.

На борту носія встановлюється потужний лазерний віддалемір (переважно інфрачервоного діапазону), бортова GPS, інерціальна навігаційна система, відеокамера, блок сканування і реєстрації даних. Блок сканування земної поверхні відхиляє промені в напрямі, перпендикулярному до лінії польоту носія, і за рахунок його переміщення отримують сукупність смуг аналогічно до сканів цифрових камер.

Синхронно з лазерним сканером працює відеокамера, яка скерована в надир і знімає всю смугу сканування. Іноді встановлюють ще одну відеокамеру, скеровану вперед під кутом 45° до горизонту, для отримання перспективного зображення земної поверхні.

Програмне забезпечення для опрацювання всіх даних (від лазера, GPS та інерційної системи) використовується для створення ЦМР як сукупності точок поверхні, від яких відбився лазерний промінь. Кількість таких точок сягає 100 тисяч на 1 км^2 , а похибка визначення їх висот становить 15-25 см на рівнинній та 50-70 см у гористій місцевостях. Оперативність лазерного сканування дуже висока: за 1 годину польоту покривається територія до 100 км^2 .

Основні переваги лазерного сканування: 1) робота сканера не залежить від освітлення об'єкта і рослинного покриву; 2) мінімальні витрати на побудову ЦМР порівняно з іншими видами знімальних; 3) можливість отримання ЦМР в умовах

висотної забудови міст, коли аерофотознімання малоефективне через утворення фотограмметричної тіні. Недолік методу – неможливість створення ЦДММ як бази для ортофотокарт.

Для наземного сканування об'єктів, зокрема для створення фронтальних планів будинків, застосовують лазерні сканерні тахеометри. Серед них за своїми технічними характеристиками суттєво вирізняється сканер Mensi GS 200 Trimble. Труба приладу з лазером і електронним блоком передачі та приймання відбитого від об'єкта променя має нахил у межах $\pm 60^\circ$, а прилад обертається навколо вертикальної осі на 360° , чим забезпечується сканування об'єктів з роздільністю менше 1 мм. Рекомендована дальність дії приладу 1-200 м, середня і максимальна похибки визначення просторового положення точки становлять відповідно 1,4-6,5 мм і 3-10 мм на відстані від 5 до 200 м (на відстані 50 м діаметр плямки лазера становить 3 мм). В кутовій мірі точність вимірювань характеризується середніми похибками горизонтального і вертикального кутів до 6,5".

Для контролю огляду сканер обладнано відеокамерою ($V = 6,5\times$). Діапазон робочої температури 0-40 °С, живлення – дві акумуляторні батареї 24 В та від електромережі 220 В. Маса сканера 12,8 кг.

2.6. Аерознімання в інфрачервоному діапазоні

Це метод тепловізійного дистанційного зондування, який в останні роки набуває поширення в інженерно-технічних дослідженнях (геологічних, екологічних та ін.). Аерознімання ведеться маршрутами. Тепловізійні карти переважно створюють у масштабах 1:10 000, 1:5 000 та 1:2 000.

Система зондування земної поверхні включає електромотор, лазер інфрачервоного випромінювання, оптико-механічний сканер з обертовою призмою, блок реєстрації відбитого випромінювання, даних гіростабілізації камери, сигналів GPS, висоти польоту носія та ін. Тепловізійні сигнали приймаються переважно в чотирьох спектральних каналах – двох видимих і двох невидимих (ІЧ), які забезпечують отримання спектральних зображень земної поверхні, її об'єктів, ґрунтів, рослинності, акваторій тощо. Один рядок сканованого зображення може включати до 4 096 точок, а швидкість їх сканування в кожному каналі сягає 100-200 за секунду. Запис інформації ведеться потужним бортовим комп'ютером.

Створення масштабних зображень теплового поля ведеться за допомогою програм типу ERDAS Imagine або спеціальних прикладних програм. Прив'язування зображень виконується методом їх трансформування в топографічну основу місцевості, що забезпечує оперативне використання тепловізійних зображень на місцевості.

В інженерній практиці тепловізійні карти використовують для дослідження карстових і зсувних процесів, підтоплення ґрунтовими водами будинків та споруд, фільтрації та аерації стічних вод, контролю стану бетонного покриття злітно-посадкових смуг в аеропортах, для виявлення трас і контролю герметичності тепло- і газопровідних труб, нафтопроводів, закритих зрошувальних і дренажних мереж, порушення контакту в провідниках ЛЕП тощо [1].

2.7. Наземні методи топографічних знімів

Знімання забудованих територій. Наземне топографічне знімання міських та промислових територій з капітальною забудовою ведеться переважно аналітичним методом у масштабі 1:500 (1:1 000) з використанням електронного тахеометра та обчисленням координат основних точок фасадного контуру будинку. Детально такі контури та ситуацію знімають способом полярних координат з пунктів теодолітних ходів, прив'язаних до пунктів полігонометрії, або визначають за даними їх детальних обмірів.

Теодолітний хід прокладають з одного боку вулиці. Сторони ходу вибирають так, щоби з них можна було вести знімання складних фасадних контурів будинків способом прямокутних координат, вимірюючи ординати до точок фасаду лазерною рулеткою. Для побудови перпендикуляра до лінії ходу екер і рулетку доцільно об'єднати в один блок і розмістити його на жорсткому центрирі з рівнем. Похибка вимірювання прямокутних координат для масштабу 1:500 становить 30 мм. На перетині вулиць виконують контрольне вимірювання між протилежними рогами будинків.

Квартальну забудову знімають на основі прокладання або згущення основних (вуличних) теодолітних ходів або із створних ліній, які опираються на пункти цих ходів. В умовах густої квартальної забудови використовують як створні точки основних ходів, так і точки ходів 2-го порядку з короткими сторонами (20-30 м) для установки тахеометра. Використання GPS-методу в умовах висотної забудови ускладнюється можливими похибками, спричиненими спотворенням радіосигналу.

Знімання рельєфу на забудованих територіях доцільно проводити одночасно із зніманням ситуації за допомогою тахеометра. На рівнинній місцевості можливе використання геометричного нівелювання для визначення позначок земної поверхні або покриття в характерних точках забудови, люків підземних комунікацій, елементів благоустрою тощо. На вулицях та проїздах нівелювання ведуть методом поперечників або окремих профільних ліній, визначаючи позначки біля будинків, на тротуарі, у лотках і на осі брукувочки. Похибка нівелювання точок не повинна перевищувати 20 мм.

Знімання незабудованих територій. На відкритих територіях знімання незабудованих територій доцільно вести GPS-методом у режимі RTK або електронної тахеометрії (із впровадженням цифрових технологій мензульне знімання не використовується). Роботи ведуться переважно на малих ділянках у масштабах 1:500, 1:1 000 та 1:2 000 для проектування забудови в містах і селищах, розширення промислових підприємств, реконструкції транспортних споруд (доріг, мостів) та ін.

Методи побудови планової і висотної геодезичних мереж знімання та її згущення, вимоги до точності відображення ситуації та рельєфу для забудованих і незабудованих територій зазначено в Інструкції [79].

Для проектування інженерних споруд на рівнинних територіях, як, наприклад, аеропорти, які вимагають високої точності відображення рельєфу, їх знімають методом *нівелювання поверхні по квадратах* – 20×20, 30×30 і 40×40 м відповідно у масштабах 1:500, 1:1 000 та 1:2 000. Геодезичну основу знімання у формі квадратів або прямокутників зі сторонами 200-400 м створюють переважно методом полігонометрії, триангуляції та GPS з точністю 1-го, 2-го розряду або теодолітного ходу залежно від масштабу. Для формування прямокутників або квадратів

пункти цих мереж підлягають редукуванню, оскільки вони потім використовуються для створення нівелірної сітки квадратів. Крім того, вершини відредукованих пунктів нівелюють ходами не нижче IV класу точності.

Нівелювання поверхні ведеться з однієї-двох стоянок приладу в кожному квадраті з контролем його горизонту по двох опорних пунктах. За результатами нівелювання складають план з горизонталями через 0,25 м, який використовують для детального вертикального планування рельєфу та будівництва споруд.

2.8. Пошук і знімання підземних комунікацій та споруд

Види підземних комунікацій. Сучасні населені пункти та промислові підприємства мають густу мережу підземних комунікацій, що вимагають частоті інвентаризації та постійного нагляду для забезпечення їх надійної експлуатації, реконструкції та розширення. Плани забудованих територій з підземними комунікаціями складають переважно у масштабі 1:500, а незабудованих – у масштабі 1:1 000. Дуже актуальним у містах і на промислових об'єктах є складання цифрових планів підземних комунікацій з базою даних про їх споруди, матеріал, технічні характеристики, контроль стану, інвентаризацію тощо.

Підземні мережі та їх споруди поділяють на три основні групи: трубопроводи, кабельні прокладки і колектори (тунелі).

До **трубопроводів** належать:

каналізація (фекальна, зливова, промислова) і дренаж;

водопровід (питний, пожежний, промисловий);

теплові мережі (водяні й парові);

газопроводи;

трубопроводи спеціального призначення (стисненого повітря, золо-, нафто-, мазут-, масло-, ацетиленопроводи та ін.);

З-поміж **кабельних прокладок** розрізняють:

телефонну і кабельну каналізацію (труби і блоки);

електрокабелі високої напруги (силові, освітлювальні);

кабелі низької напруги (телефон, сигналізація, радіо, телебачення та ін.);

кабелі спеціального призначення.

До **колекторів** відносять:

колектори каналізації;

тунелі (прохідні, напівпрохідні, непрохідні);

пішохідні галереї під транспортними магістралями.

Трубопровідні та кабельні мережі поділяють на *магістральні, розподільні та вводи*.

Окремі трубопроводи і кабелі прокладають у межах відведених для них смуг і розміщують паралельно осям вулиць та доріг. На криволінійних ділянках їх укладають окремими прямолінійними відрізками між оглядовими колодязями і перехідними камерами, які розміщують у місцях зміни напрямку траси, перерізу (діаметра) труб або блоків, ухилу, а також у місцях вводу в мікрорайони, великі будинки тощо.

У містах і селищах з периметральною забудовою магістральні та розподільні мережі розміщують на вулицях та проїздах. При цьому ближче до фасадних ліній

прокладають кабелі (телефонні, електричні низької та високої напруги), а потім водо-, тепло- і газопроводи, промислові трубопроводи, фекальну та зливову каналізацію.

Упровадження мікрорайонної структури забудови міст сприяло прокладанню підземних трубопроводів та кабелів у колекторах і зчпних каналах між будинками та в технічних підвалах самих будинків. Але в них не розміщують газопроводи (з міркувань безпеки) і каналізацію, яка потребує певного ухилу незалежно від рельєфу місцевості. Перетин підземних комунікацій між собою і вулицями здійснюється переважно під прямим або близьким до нього кутом. При перетині доріг та залізничних колій комунікації прокладають у захисних трубах.

Відстані підземних прокладань від будинків, споруд і зелених насаджень регламентуються нормами планування та забудови міст. Вони коливаються від 0,5 до 3 м.

Глибина закладання підземних комунікацій залежить від їх типу, механічних впливів на них транспорту і глибини промерзання ґрунту. Найменша глибина (0,7 м) характерна для кабелів низької напруги, 1-1,4 м – для газових, теплофікаційних, водопровідних і каналізаційних труб. На виходах підземних комунікацій на поверхню землі колодязі розташовують переважно через 50-100 м. На газопроводах влаштовують люки з засувками і коверами, а виходи на поверхню роблять у формі стояка на фасадних стінах будинків. Виходи кабелів на таких стінах позначаються вказівними табличками.

Трубопроводи можуть бути сталевими, чавунними, бетонними, залізобетонними, азбоцементними, пластмасовими, скляними і навіть дерев'яними, а колодязі – залізобетонними і цегляними. Останнім часом у газо- і водопроводах широко використовують пластмасові труби.

У самопливних трубопроводах (каналізація, дренаж) строго дотримуються проектних ухилів, мінімальна величина яких становить 0,005 для труб діаметром 200 мм; 0,003-0,001 – для труб діаметром 600-1000 мм і 0,0005 – для труб діаметром труб понад 1 200 мм. З огляду на ці ухили глибина колодязів у каналізаційних мережах може сягати 5 м і більше (у м. Львів – 14 м). З метою самопливного опорожнення труби водопроводу, теплофікації та газифікації (зволожений газ) укладають з мінімальним ухилом 0,002.

Технологія знімання. Точність визначення планового положення різних видів комунікацій майже однакова, але з поділом на забудовані й незабудовані території: якщо на перших скп положення траси прокладання допускається 0,10-0,15 м, то на других вона може сягнути 0,50 м. Похибка висотного положення комунікацій залежить переважно від їх ухилу. Для самопливних та самоочисних трубопроводів з ухилом 0,002-0,005 похибку позначки лотків сусідніх колодязів допускають не більше 10 мм, а з ухилом 0,0005 – не більше 5 мм, що враховується при виборі класу нівелювання (теоретичні підходи до розрахунку точності нівелювання водотоків розглядаються в гл. 8). Похибка нівелювання кабелів може становити 25 мм.

Знімання зони розміщення підземних комунікацій, яке здійснюють у масштабі 1:500 (1:1 000) і рідко 1:200 (для міських площ з підземними переходами), полягає у зніманні фасадів будинків, вулиць, проїздів, дворів квартальної забудови та всіх виходів комунікацій на поверхню (камери, колодязі, засувки, ковери, вводи у будинки

тощо). Вимірювання виконують переважно способом полярних координат з пунктів геодезичної мережі або точок знімальної основи за допомогою електронного тахеометра, а також способом лінійної засічки та створних промірів лазерною рулеткою.

Висотне положення виходів комунікацій на поверхню та елементів забудови визначається геометричним або тригонометричним нівелюванням. При цьому нівелюють: обідок колодязя і рівень землі коло нього, верх труби (каналу, кабеля), низ труби або каналу, дно колодязя або лоток. У місцях, де комунікації не мають виходів на поверхню, їх планово-висотне положення визначається за допомогою трубокабелешукача або, як виняток, влаштуванням шурфів. Детально методику таких робіт описано в праці [6].

Індуктивні та радіолокаційні методи пошуку підземних комунікацій.

В основу індуктивного методу пошуку комунікацій покладено метод електромагнітної індукції, реалізований двома пристроями – генератором частоти і приймачем електромагнітного поля. Генератор, що підключається до розшукувальної струмопровідної прокладки, штучно створює змінне електромагнітне поле звукової частоти, яке індукується на поверхні землі за допомогою замкнутого контуру (антени) приймача. Оскільки напруженість магнітного поля змінюється у площині, перпендикулярній до провідника струму, то оператор, переміщуючи приймач у цій площині, може за зміною індуктивного струму (показами міліамперметра або звукового сигналу вібратора) визначати положення підземної комунікації.

Напруженість H електромагнітного поля, створеного прямолінійним провідником, розташованим в однорідному діелектричному середовищі (умовному ґрунті), згідно із законом Біо – Савара визначається за формулою

$$H = \frac{2I}{r},$$

де I – сила струму у провіднику; r – відстань від провідника до точки вимірювання магнітного поля.

Помістивши початок координат на осі провідника струму, а антену приймача (детектор) у точці P на поверхні землі (рис. 2.2) з умовними координатами y та h , горизонтальну H_y і вертикальну H_z проєкції вимірюючого вектора напруженості магнітного поля знаходять за формулами

$$H_z = H \cos \nu = 2I \frac{y}{y^2 + h^2}; \quad H_y = H \sin \nu = 2I \frac{h}{y^2 + h^2}.$$

Із першої формули випливає: коли $y = 0$, то й величина $H_z = 0$ і вісь комунікації визначається при мінімальному сигналі детектора. Якщо антену детектора встановити під кутом $\nu = 45^\circ$ до горизонту, то при переміщенні детектора від осі траси на відстань $y = h$ отримують максимальне звучання сигналу ($H_z = I/h = \max$). Так визначають глибину залягання комунікації. Збільшення цієї відстані зумовлює зменшення напруженості H_z і, звичайно, послаблення сигналу. Тому детектор повертають у попереднє положення, що дозволяє контролювати визначення глибини (як буде показано нижче, в радіолокаційних приладах замість способу засічки під кутом 45° глибину комунікації вимірюють локаційним способом по вертикалі).

Властивості зміни горизонтальної складової H_y електромагнітного поля можна використати для контролю положення осі комунікації, оскільки при $y = 0$ та $y = h$ величини $H_y = 2I/h = \max$ і $H_y = I/h = \min$. Тому, орієнтуючи антену детектора так, щоби вона вловлювала більше або менше силових ліній поля, можна уточнювати планове положення комунікації.

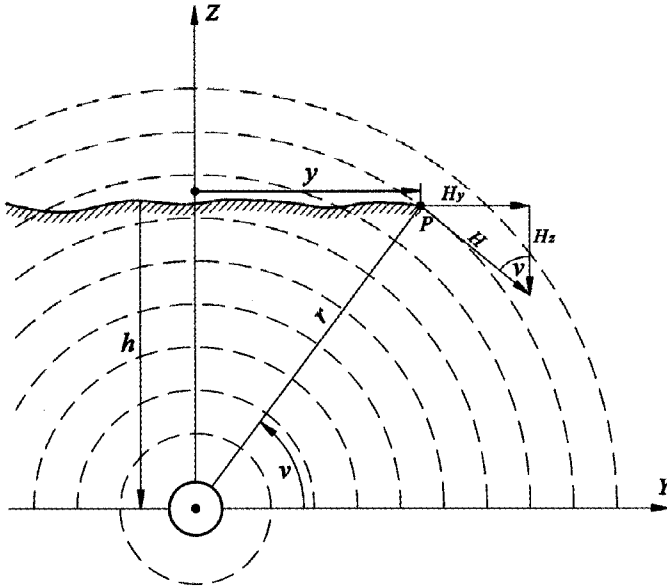


Рис. 2.2. Принцип індуктивного методу пошуку підземних комунікацій

Детально методику визначення осі й напрямку прокладення індуктивними приладами показано на рис. 2.3, а, б, коли спочатку знаходять вісь комунікації за максимальним сигналом детектора, а потім уточнюють її положення за мінімальним. Така методика характерна для приладів типу ИПК-2 і ВТР-V. Щоб визначити напрям комунікації, антену переносять вздовж можливої осі траси і методом відхилень антени за мінімальним сигналом визначають інші точки осі.

Для визначення глибини комунікації антену відхиляють від вертикалі на кут 45° і переміщують від осі траси доти, поки чутність сигналу не стане мінімальною (рис. 2.3, в, з, положення II). При подальшому віддаленні антени від осі прокладання чутність сигналу спочатку зростає, а потім поступово знижується.

При індуктивному (безконтактному) приєднанні генератора до комунікації досяжність сигналу рідко перевищує 40 м, що вимагає перенесення генератора на нове місце. Глибина прокладення визначається за відстанню антени (в положенні II) від осі траси. Для контролю здійснюють аналогічні вимірювання з протилежного боку від осі траси (положення III антени).

Похибка визначення планово-висотного положення труб і кабелів становить 5-10 см. Вона залежить від багатьох факторів (глибина залягання, вологість ґрунту, матеріал і спосіб з'єднання труб, близькість сусідніх комунікацій тощо).

Методика вимірювань іншими приладами базується на використанні правила мінімуму або максимуму сигналу і залежить від конструкції приймальної антени.

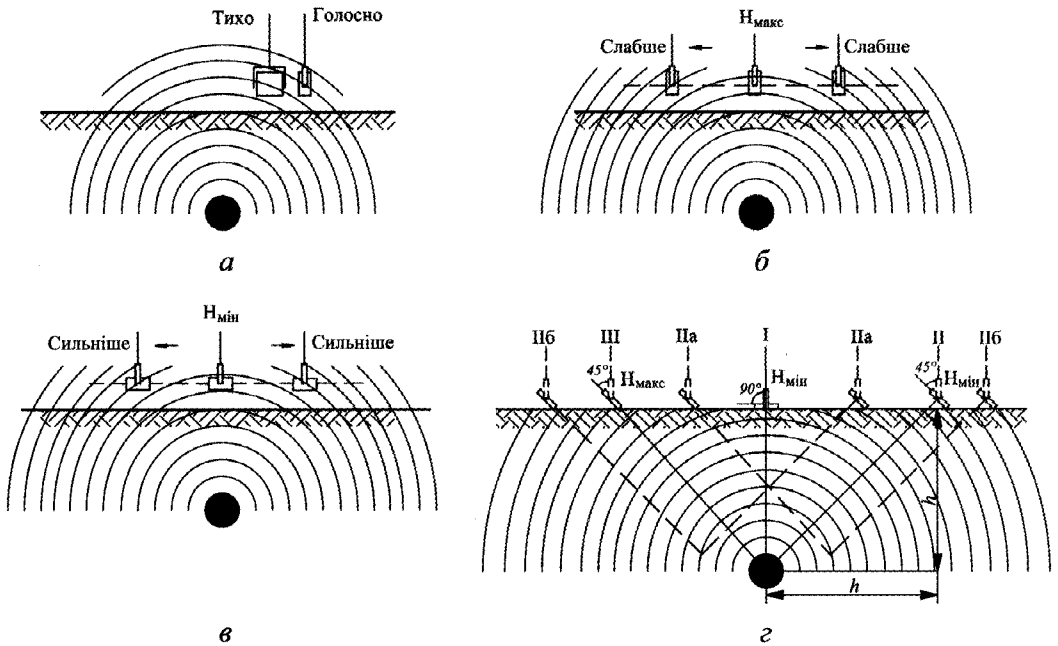


Рис. 2.3. Визначення напрямку (а), планового положення (б, в) і глибини залягання (г) підземної комунікації

Розглянемо детальніше методику робіт з деякими сучасними приладами. **Прилад RD 4000** фірми “Radiodetection” (рис. 2.4) складається із приймача-локатора і генератора, які дозволяють визначити положення траси трубопроводу (кабелю) та глибину його залягання в землі з похибкою 5-10%, а також виявляти місце пошкодження кабелю або його металеві оболонки на глибині до 8 м. Приймач-локатор забезпечений звуковою та візуальною індикацією на рідинно-кристалічному дисплеї, де відбитий від підземного прокладення сигнал відображується у цифровій формі. Прилад працює у таких режимах: пасивний, активний, зондовий, CM, CD, FF та глибинний.

У *пасивному режимі*, тобто без підключення генератора, визначають положення траси підземної комунікації, яка випромінює електромагнітне поле (електрокабель з частотою 50 Гц, радіокабель з частотою 14-28 Гц, тепло-, газопроводи з блукаючими струмами тощо).

Активний режим передбачає роботу приймача на частотах 0,64, 8, 33 і 65 кГц та двох додаткових, які використовують за спеціальним замовленням.

У *зондовому режимі* визначають положення струмонепровідних магістралей (трубопроводів, колекторів, каналізаційних труб і т. п.), по яких можна пропустити автономний міні-генератор-зонд, що створює електромагнітне поле, вловлюване на поверхні приймачем. Такий зонд може прив'язуватися тонким провідником, прикріпленим до поплавка і опу-

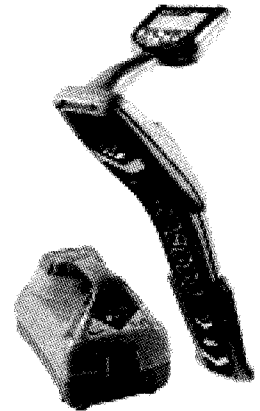


Рис. 2.4. Загальний вигляд трасошукача RD 4000

щеним у каналізаційний колектор. Його роль може виконувати стаціонарний провідник, укладений поверх пластмасової або бетонної труби під час будівництва з виходами на поверхню (колодязь) для підключення до генератора (саме такі провідники треба застосовувати в сучасному будівництві підземних комунікацій), або ж гальванізована генератором рідина як переносник електромагнітного поля (принцип електричної діасоціації).

У режимі *CM* прилад дозволяє за силою вимірюючого струму виявляти “свою” комунікацію серед інших близько розташованих прокладень. Близький до нього режим *CD* забезпечує також визначення напрямку струму в кабелі та “свій” кабель.

У режимі *FF* прилад із підключеною до нього Λ -подібною рамою, що виконує роль заземлювача на ділянці вимірювань, визначає місце пошкодження ізоляції кабелю. При цьому Λ -рама послідовно кроковим методом переставляється вздовж траси кабелю до того місця, в якому змінюється напрям стрілки індикатора на дисплеї приладу. Це і буде місце пошкодження кабелю.

При глибинному режимі прилад використовують зі спеціальною антеною, яку опускають на дно акваторії і переміщують судном або з участю аквалангіста до отримання в приймачі потрібного сигналу.

У всіх способах пошуку напруга на прилад подається від локальної батареї, зовнішнього чи автомобільного акумулятора (12 В) або електричної мережі (220 В). Електронний блок приладу забезпечує контроль живлення, тестування, вмикання звукової сигналізації, регулювання рівня сигналу, перемикання режимів, вимірювання сили струму, подання сигналу про помилковий вимір, автоматичне вимикання приладу у випадку значних проміжків часу між вимірами тощо.

Прилад забезпечено додатковими пристроями: навушниками, індуктивними кліщами, підводними антенами для роботи в акваторіях, наборами зондів, розетковими вилками для подачі сигналу з приміщення на електрокабель, розташований на прибудинковій території, магнітами для приєднання провідника від генератора до металевих труб тощо.

Маса приймача-локатора 2,2 кг, габарити – 60×30×14 см. Діапазон робочих температур – від -20 до 70 °С.

Трубокабелешукач **Digicat 500i/550i**, крім звичайних функцій пошуку, попереджує оператора про наближення приладу до кабелю/труби в радіусі до 0,3 м, що важливо під час виконання земляних робіт.

Георадар – радіолокаційний прилад для пошуку металевих і, особливо, неметалевих комунікацій (бетонних, залізобетонних, азбестоцементних, пластмасових, керамічних і скляних труб), тунелів та колекторів, ґрунтових пустот і провалів у земляному полотні доріг та залізниць тощо.

Робота приладу базується на принципі радіозонда, який включає дві антени, рознесені на робочій базі заданої довжини. Одна антена (передавальна) скеровує сигнал у бік розшукуваного об'єкта, а друга приймає відбитий від нього сигнал і створює зображення, яке записується блоком опрацювання, керування та індикації на дисплеї (в георадарах Easy Locator і RD 1000 фірми “Radiodetection”). Просторове зображення об'єкта масштабується, що дозволяє визначати його розміри, відстань до сусідніх споруд, глибину залягання тощо.

Глибина зондування ґрунту залежить від розміру бази (0,3-1,5 м) і частоти радіовипромінювання в діапазоні 25-1000 МГц. Коротка база і низька частота випромі-

нювання використовуються переважно для зондування на малих глибинах, а довга база і висока частота – на великих (рис. 2.5).

Названі вище георадари мають дві змінних бази для зондування на глибину до 2,5 і 8 м. Розміри і маса георадарів сягають відповідно $67 \times 47 \times 19$ см і 20 кг, тому їх переміщують вздовж траси на візках (три- або чотириколісних) (рис. 2.6). До одного із коліс приєднують одометр для вимірювання пікетажу.

У моделях георадара “Око-М1” (Росія) (рис. 2.7) результати зондування записують на кишеньковий комп’ютер. Це зменшує масу приладів і дає змогу отримувати контрастне зображення при яскравому сонячному освітленні. У радарях моделі “Око-М1Д” глибина зондування сягає 20 м.

У георадарах “Лоза” (РФ) передавальна і приймальна антени формують резонансну (дипольну) систему, наділену власною частотою і добротністю контуру, які залежать як від розмірів і форми антен, так і властивостей ґрунту (діелектричної проникності та провідності, наприклад, в зоні підвищеної вологості або зменшення щільності ґрунту). Тому прилад забезпечується відповідним набором антен. Робоча база включає Л-подібну трубчасту конструкцію з двома горизонтальними опорами, на яких укріплюють антени якомога ближче до поверхні землі. Залежно від глибини зондування довжина бази може змінюватися від 0,5 до 1,5 м. Для отримання радарограми (плану або профілю) ділянки (траси) базу переставляють через 10-20 см залежно від необхідної роздільності зображення.

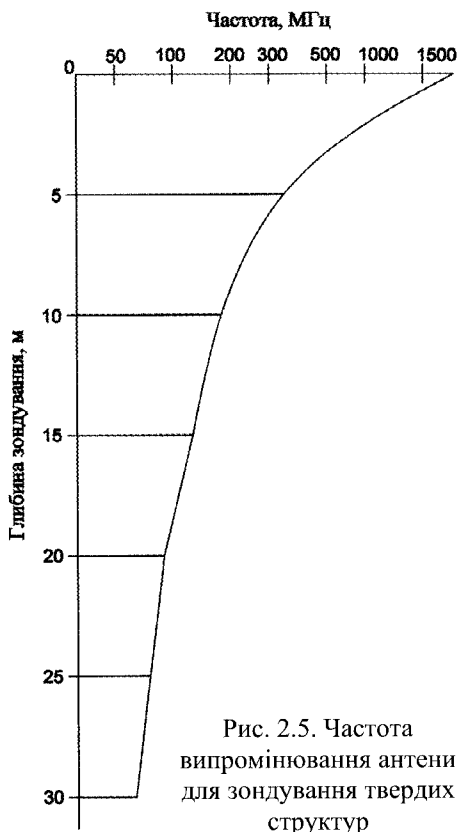


Рис. 2.5. Частота випромінювання антени для зондування твердих структур

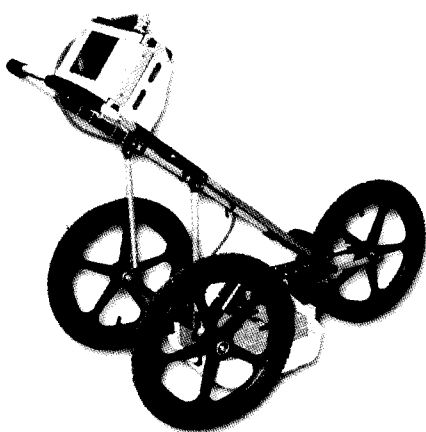


Рис. 2.6. Георадар на візку

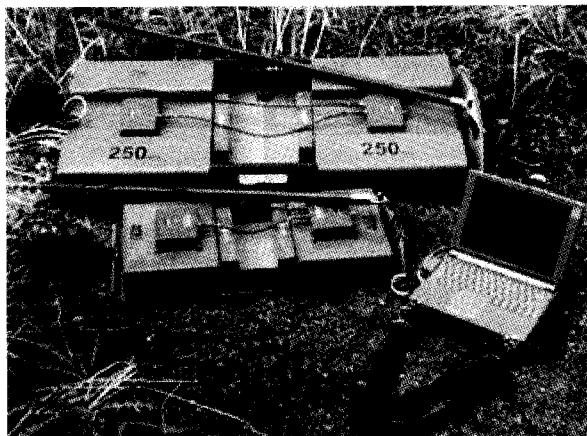


Рис. 2.7. Дві моделі георадара “Око-М1”

Близьким за конструкцією і технічними характеристиками є георадар GPR (“Спецавтоматика”, м. Харків), який забезпечує зондування на глибину до 24 м. Маса приладу (без акумулятора) 1,5 кг.

Роздільність георадарних зображень у плані та профілі становить переважно 5-10% від глибини зондування, що сприяє застосуванню георадара для виявлення багатьох об’єктів інженерної інфраструктури населених пунктів, промислових підприємств, транспорту, енергетики тощо. Комплектація радара потужним комп’ютером дозволяє будувати масштабовані профілі та розрізи споруд.

У сучасній практиці георадари широко використовують для виявлення підземних комунікацій і споруд, археологічних об’єктів, побутових відходів, оцінки стану гребель, дамб, фундаментів мостових опор, тунелів і каналізаційних колекторів, обстеження зсувних процесів, карстових структур, дна акваторій, донних відкладів тощо.

Про рівень деталізації скритих конструкцій за допомогою георадара свідчить досвід профілювання перекриття будинку, коли комп’ютером було створено контрастний масштабний розріз з відображенням паркету, дощатої підлоги, опорних дерев’яних балок, дощатого настилу і тиньку нижнього поверху.

2.9. Трасування лінійних споруд

Траси і засади трасування. Траса – це просторова лінія споруди, проектна вісь якої на плані (карті, фотоплані) позначається прямою, а в ЦММ задається координатами її основних точок. Основні елементи траси: в плані – її проекція на горизонтальну площину, а в поздовжньому профілі – вертикальний розріз по осі. Вертикальний масштаб профілю переважно в 10 разів більший від горизонтального.

Траса транспортних споруд у плані складається з прямих різної орієнтації, які з’єднуються між собою коловими і перехідними кривими. Висотне положення траси на профілі задається прямими різного ухилу, які також з’єднуються між собою коловими, а іноді й перехідними кривими. З огляду на це розрізняють **планові** та **висотні** (профільні) параметри трас. До планових параметрів відносять: кути повороту, радіуси горизонтальних кривих, довжини колової та перехідної кривих, прямі вставки між сусідніми кривими, а до висотних – поздовжні ухили та їх різниці у вершинах перелому профілю, радіуси вертикальних кривих (вгнутих і опуклих), довжини прямих ділянок у профілі.

Траси каналізації та ліній електропередач являють собою просторову ламану лінію без горизонтальних і вертикальних кривих.

Незалежно від параметрів трасування і характеру лінійних споруд всі траси мають вдало вписуватися у ландшафт і не порушувати природного середовища та екологічних вимог.

Для врахування нерівностей місцевості в напрямках, перпендикулярних до осі траси, використовують поперечні профілі, які будують в одному масштабі – 1:200, 1:100, 1:50 (горизонтальний і вертикальний).

За умовами прокладання на місцевості траси поділяють на чотири категорії: долинні, вододільні, косогірні та поперечно-вододільні, які показано на рис. 2.8. У практиці для отримання оптимального варіанта траси використовують різні категорії трас. Спочатку трасування проводять на карті, а потім на місцевості з

врахуванням топографічних і природних умов розташування об'єктів, в обхід населених пунктів, лісових насаджень, земель сільськогосподарського призначення, водотоків, а також з врахуванням економічних і соціальних факторів тощо. При цьому для кожної ділянки траси визначають її відносне подовження за формулою

$$\lambda_j = \frac{1 - \cos \theta_j}{\cos \theta_j},$$

де $\theta_j = \alpha_j - \alpha_0$ – кут відхилення лінії траси від “повітряної” прямої, що з'єднує початок і кінець всієї траси ($j = 1, 2, \dots, m$); α_j, α_0 – дирекційні кути окремої лінії та “повітряної” прямої траси.

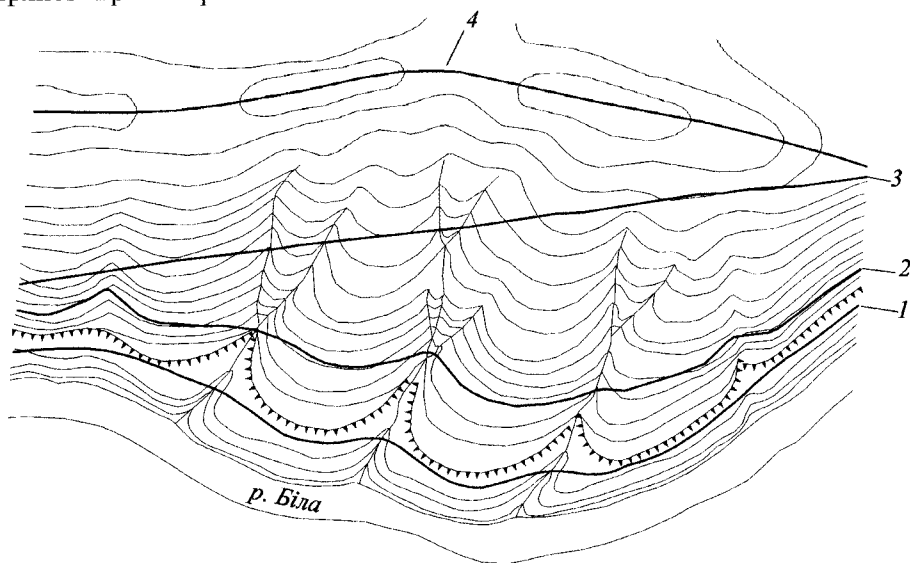


Рис. 2.8. Категорії трас лінійних споруд:
1 – долина; 2 – косогірна; 3 – поперечно-вододільна; 4 – вододільна

Загальною характеристикою подовження траси служить сумарне значення відносних подовжень.

При кутах $\theta \leq 20^\circ$ довжина траси зростає на 50 %, тому, вибираючи трасу, треба намагатися, щоби її кути повороту не перевищували 20-30°. На трасах доріг та магістральних трубопроводів при виборі вершин кутів повороту на обходах перешкод (озер, лісів, посівів) враховують можливу величину бісектриси колової кривої відповідно до нормативного радіуса кривини.

Методи трасування. Розрізняють *камеральне* і *польове* трасування. Перше переважно ведеться під час техніко-економічних і технічних вишукувань для вибору основного напрямку і варіантів траси, а друге – для перенесення на місцевість розробленого проекту й уточнення проектних рішень у складних умовах, зокрема у гірських районах.

Для камерального трасування використовують топографічні карти і плани, а також ортофотоплани і матеріали зальотів (стереофототопографічний метод).

Спочатку на маломасштабних картах вибирають основні напрями траси, які потім уточнюються за великомасштабними картами і планами. Трасування проводять за величиною проектного закладення l між горизонталями карти масштабу $1:M$, яке обчислюється за формулою $l = h_0 / Mu_n$, де h_0 – висота перерізу рельєфу; u_n – нормативний проектний ухил траси об'єкта. Наприклад, для карти масштабу $1:10\,000$ з перерізом рельєфу 2 м при допустимому ухилі автошляху $0,050$ робоче закладення $l = 4,0$ мм.

Величину закладення встановлюють розхилом циркуля і кроковим методом, переставляючи ніжки циркуля від одної горизонталі до сусідньої, відмічають на карті (рис. 2.9) криволінійну трасу (пунктир), яку випрямляють прямими лініями з мінімальним відхиленням від проекту. В тих місцях, де відстань між горизонталями більша від проектного закладення, а, отже, й ухил менший від проектного, проектну лінію проводять по основному напрямку.

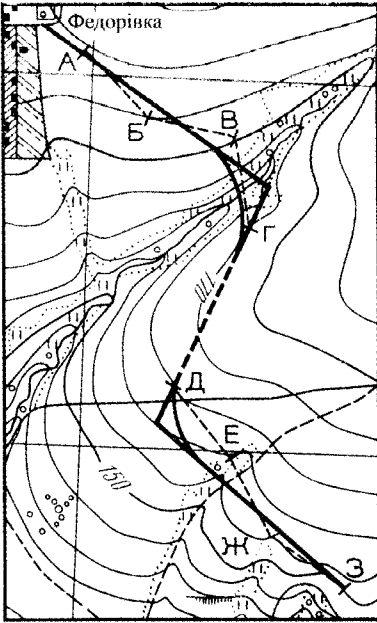


Рис. 2.9. Проектування траси на карті

Похибка трасування лінії заданого ухилу на карті залежить головним чином від величини перерізу рельєфу. Оскільки похибка висоти горизонталі становить $h_0/3$, то похибка ухилу, заданого двома сусідніми горизонталями, може сягнути величини

$$m_u = \frac{h_0}{3\sqrt{2}Ml}$$

У нашому прикладі похибка ухилу становитиме $m_u = 0,012$ або 24% від величини нормативного ухилу, а коливання його значень – від $0,038$ до $0,062$. В місцях коректури положення траси похибки проектного ухилу зростають.

В основу трасування стереофототопографічним методом (на стереомоделях) покладено визначення перевищень між точками місцевості за формулою

$$h = \frac{H\Delta p}{b + \Delta p} \approx \frac{H}{b} \Delta p,$$

де H – висота фотографування; b – базис фотографування на знімку; Δp – різниця поздовжніх паралаксів спостережуваних точок.

Тоді ухил між двома точками і проектна різниця паралаксів на моделі визначаються відповідно за формулами

$$u = \frac{H\Delta p}{bml} = \frac{f_k \Delta p}{bl}; \quad \Delta p = \frac{bl}{f_k} u,$$

де m – знаменник масштабу моделі; f_k – фокусна відстань фотокамери.

Похибку проектного ухилу знаходять з такого виразу:

$$m_u = \frac{f_k m_{\Delta p}}{bl}$$

Вимірюючи різницю поздовжніх паралаксів з похибкою 0,02 мм при $f_k = 100$; $b = 70$; $l = 5$ мм, похибка ухилу становитиме 0,006, а при $l = 2$ мм вона зросте до 0,014. Тому стереомоделі здебільшого використовують для проектування трас у горбистій та гірській місцевостях. Оскільки, згідно з табл. 2.1, проектування таких трас здійснюють переважно на топографічних планах масштабу 1:2 000, то створена за матеріалами зальотів робоча стереомодель матиме масштаб близько 1:8 000.

На практиці під час проектування перевагу надають ЦММ, зокрема ЦМР, в якій детально відображується рельєф місцевості точками, розташованими, як правило, через 2 мм. Програми опрацювання стереомоделей типу ERDAS забезпечують визначення абсолютної позначки точки після наведення курсора, що дозволяє безпосередньо за ЦМР будувати профіль траси і оперативно аналізувати варіанти трасування.

Система проектування включає такі основні процеси:

1) вибір та аналітичне визначення параметрів плану траси за координатами фіксованих точок на ЦММ;

2) обчислення елементів кривих, пікетажу та координат характерних точок плану траси (методика розрахунку пікетажу розглядається у гл. 5);

3) складання поздовжнього профілю і поперечників та визначення позначок точок місцевості;

4) вибір проектної лінії на профілях за встановленими нормативами, розрахунок проектних позначок вершин переломів профільної лінії, пікетів, проміжних точок, вертикальних кривих, робочих позначок тощо. Точки нульових робіт визначаються за відстанями d_i^0 і d_{i+1}^0 :

$$d_i^0 = \frac{d_i r_i}{r_i - r_{i+1}}; \quad d_{i+1}^0 = \frac{-d_i r_{i+1}}{r_i - r_{i+1}}$$

відповідно від першої і другої точок профілю з різними знаками робочих позначок r_i і r_{i+1} , віддалених між собою на відстань d_i ;

5) обчислення обсягу земляних робіт та витрат на них, порівняння й оцінювання варіантів з вибором оптимального рішення.

2.10. Застосування цифрових фотокамер для обмірювання будівель

Завдяки оперативності та одночасному визначенню положення багатьох точок об'єкта фототеодолітне знімання місцевості та інженерних споруд знайшло широке застосування в інженерно-геодезичній практиці. Але основний недолік фототеодоліта – наявність “мокрого” процесу проявлення знімків, що знижує їх якість та оперативність фотограмметричного опрацювання результатів знімання.

З появою цифрових комп'ютерних технологій цей процес усунуто впровадженням у практику цифрових фотокамер (ЦФК), особливо для авіаційного та космічного знімання. Але спеціального цифрового фототеодоліта поки що не створено, що певною мірою стримується розвитком лазерних сканерів.

Висока ціна сканерів стимулює використання професійних цифрових фотокамер відомих фірм "Canon", "Sony", "Panasonic" як для аерофотознімання, так і для обмірювання (інвентаризації) споруд, їх реконструкції та вимірювання деформацій. Серед них суттєво вирізняється універсальна цифрова фотокамера Canon 350-D з трьома змінними об'єктивами (фокусна відстань 24, 28 і 100 мм). Зображення записується на фотоелектронну матрицю розміром 22,2×14,8 мм та роздільністю близько 20 мкм. Система управління затвором камери забезпечує зміну витримки експозиції від 30 до 1/4000 с при високому рівні її синхронізації (1/200) для знімання швидкоплинних (циклічних) процесів. Камера має пакет програм для прямого перенесення файлів зображень у комп'ютер. Дослідженнями камери, проведеними у Харківському ННЦ "Інститут метрології", доведено, що дисторсія об'єктива ($f_k = 100$ мм) становить 2 і 5 мкм відповідно в центрі і на краях поля знімка, а дисторсія двох інших об'єктивів у 3-4 рази більша (зростає пропорційно відношенню $100 / f_{k_i}$).

Похибка m_{xz} визначення планового положення контурної точки об'єкта залежить від його віддалення від камери і визначається наближеною залежністю

$$m_{xz} = 3pY / f_k,$$

де p – роздільна здатність знімка; Y – відстань об'єкта від камери.

Для $f_k = 100$ мм похибка планового положення контурної точки становитиме 6 мм/10 м відстані, похибка розміру об'єкта (довжини, ширини, висоти) – 10 мм на цій же відстані. Очевидно, що із віддаленням об'єкта від камери похибка зростатиме.

Похибка m_y ординати (глибини) точки об'єкта визначається методом стереофотограмметрії при зніманні об'єкта із двох станцій (базиса) за формулою

$$m_y \approx 3pY / b,$$

де b – базис фотографування знімків стереопари ($b = 70$ мм).

Конструктивно ЦФК можна поєднувати з електронним тахеометром у двох модифікаціях: 1) насадка на колонки труби тахеометра при розміщенні оптичної осі фотокамери у його колімаційній площині; 2) коаксіальне поєднання оптичних каналів камери і тахеометра в єдину конструкцію цифрового фототахеометра, що на даному етапі не має реальної перспективи порівняно із сканерним тахеометром, який забезпечує високу точність визначення трьох координат точок об'єктів.

З огляду на високу роздільність знімків ЦФК такого типу доцільно застосовувати разом з електронним тахеометром для знімання місцевості та споруд, для горизонтального і вертикального планування територій, інвентаризації та реконструкції споруд, паспортизації мостів, шляхопроводів, залізниць, каналів, гребель, дамб тощо.

2.11. Інженерно-геодезичне і фотограмметричне забезпечення облицювання фасадів будинків

Останнім часом під час реконструкції будинків для поліпшення їх форми і зовнішнього вигляду роблять облицювання фасадів з використанням натуральних та штучних каменів, алюмінію, композитних матеріалів.

Геометричні параметри панелей облицювання залежать від міцності та жорсткості матеріалу, його маси, особливостей виконання монтажних робіт. Панелі з натурального і штучного каменю мають розміри від 400 до 1 000 мм і товщину до 20 мм, а з алюмінію та композитного матеріалу – від 1 200 мм до 8 000 мм при товщині 3-6 мм. Панелі малих розмірів кріпляться або безпосередньо на бетонних панелях будинків, або на спеціальному каркасі з вертикальних і горизонтальних металевих (алюмінієвих) профілів, з'єднаних з несними конструкціями споруди, що утворює з панелями так званий вентиляований фасад.

Характерна ознака більшості панелей – можливість регулювання їх положення в трьох напрямках: по горизонталі, вертикалі та в глибину, що полегшує монтажні та інженерно-геодезичні роботи. При цьому останні мають забезпечити технологічність збирання елементів каркасу по вертикалі, горизонталі та глибині так, щоб всі вони розташовувалися в одній вертикальній площині, віднесеній від фасадної стіни на проектну відстань.

Технологічні допуски на точність виконання таких робіт ще не розроблено, але досвід показує, що висока точність виготовлення збірних конструкцій вимагає підвищення вимог до точності геодезичного забезпечення монтажу каркасу та панелей (гранична відносна похибка 1:5 000-1:10 000 від висоти та довжини споруди). Більше того, якщо будинок зведено із значними відхиленнями від геометричної точності або ця точність порушена внаслідок суттєвих деформаційних зміщень (осідання, крен), то вибір та монтаж фасадної системи ускладнюється необхідністю виправлення дефектів споруди з дотриманням вимог конструктивного та естетичного характеру. Нижче описано досвід виконання таких робіт у ДНВП “Укрінжгеодезія” при підготовці проекту і технологічного забезпечення монтажу нестандартних облицювальних великогабаритних металевих плит на фасаді адміністративного 9-поверхового будинку в м. Києві.

Будинок Г-подібної форми має розміри 102×27 м, а висота його змінюється від 14 до 32 м. Загальна площа облицювання фасадів становила близько 6 000 м². Роботи виконувалися у два етапи.

На першому етапі проводилося фототеодолітне знімання з граничною похибкою визначення взаємного положення контурних точок споруди у 15-20 мм, а навколо будинку будувалася опорна геодезична мережа 4 класу із 23-х пунктів для забезпечення планово-висотної прив'язки фототеодолітних станцій і контрольних точок (опознаків) на фасадах. Довжина сторін мережі змінювалася від 20 до 140 м. Координати і висоти пунктів обчислено в умовній системі (за $H = 0$ прийнято рівень підлоги 1-го поверху). Висоти всіх опорних пунктів одержано із нівелювання II класу.

Фасади будинку знімали універсальною фотограмметричною камерою УМК 10/1318 (фокусна відстань об'єктива 99,25 мм, розмір кадру 13×18 см, роздільність

фотознімка 95 ліній/мм у центрі та 60 ліній/мм на краю). Для забезпечення необхідної точності знімання базис фотографування приймався менше 64 мм, а віддалення об'єкта від фотокамери – менше 60 м. Фотографування виконувалося на рулонну плівку AGFA Aviphot Pap 200 RE1 (чутливість 21 DIN) з вакуумним вирівнюванням у площину. Весь будинок сфотографовано зі 117-ти станцій при горизонтальному і нахиленому (+15°) положенні оптичної осі фотокамери та відхиленому ліворуч і праворуч на кут 30°.

Для планово-висотної підготовки фотознімків визначалися просторові координати кожної станції фотографування та 173-х контрольних контурних точок (опознаків). Ними служили точки перетину швів облицювальних плиток, кути віконних рам, підвіконь тощо, які позначалися на збільшених фотознімках. Крім планово-висотних точок, набиралися також і контрольні точки.

У місцях розрідженої планово-висотної підготовки виконувалось фотограмметричне згущення мережі опознаків, яке дозволяло визначити на фотознімках координати додаткових точок, що потім використовувались як опорні для створення цифрових фронтальних планів. Цей процес базувався на побудові моделі поверхні, що складається з кількох (від 3-х до 8-ми) стереопар. Виміри на фотознімках виконувалися за допомогою програмного забезпечення “Digital” на цифровій станції “Дельта”.

Деформація стереопар не перевищувала 11 мкм, середня похибка взаємного орієнтування – 3 мкм і зовнішнього орієнтування – 5 мкм. Середня квадратична похибка зовнішнього орієнтування стереопар становила: $m_x = 2,7$ мм; $m_y = 3,2$ мм; $m_z = 3,9$ мм. Кожна стереопара мала від 5 до 10-ти точок орієнтування. Згущення мереж виконувалось на 8-ми маршрутах. Середні квадратичні відхилення просторових координат контрольних точок від опорних становили: планового положення 4,0 мм; висоти 5,2 мм.

Цифрові фронтальні плани будівлі з векторним відображенням всіх архітектурних елементів створювалися для кожної стіни будівлі окремо, але в єдиній системі координат. Стереопари орієнтувалися по 5-15-ти точках.

Побудова цифрової моделі фасадів фронтальних планів контролювалася за координатами контрольних точок та промірами по площинах будинку, виконаних в ході польових геодезичних робіт. Контрольні точки розміщувалися рівномірно на площинах фронтальних планів. У невеликих за площею місцях, закритих на фотознімках малими архітектурними формами, проводили суцільну інструментальну геодезичну прив'язку фотознімків. Усього на трьох фасадах було 37 контрольних точок. Середні значення відхилень координат у цих точках становили 7, 6 і 9 мм відповідно на осях абсцис, ординат і аплікат.

На **другому етапі** інженерно-геодезичних робіт (через 5 місяців після першого), коли було розроблено проект облицювання будинку з врахуванням результатів фототеодолітного знімання фасадів, з похибкою 2-3 мм визначалися просторові координати стінних реперів, розташованих переважно у нижній та верхній частинах фасадів майже на одній вертикалі, з таким розрахунком, щоб у процесі підготовки до монтажу індивідуальних (нестандартних) панелей облицювання можна було розмітити від цих реперів і закріпити на фасаді систему монтажних маяків (монтажну сітку зі струнними висками).

Практична доступність стінних реперів знизу і частково зверху будинку дозволила зробити 56 контрольних вимірів рулеткою для контролю взаємного положення цих реперів.

Фототеодолітне знімання з виготовленням цифрового плану й ортофотоплану в масштабах 1:250 та 1:150 дозволило не тільки аналізувати відхилення при зведенні споруди, але й враховувати фактичні просторові відхилення від проєкту (в площині фасаду та по глибині) для підготовки облицювальних плит, а також усунути дефекти неплоскостності фасаду при монтажі плит на горизонтальні маяки.

В сучасних умовах геодезичні вимірювання на таких будівлях можна виконувати з похибкою 2-3 мм за допомогою лазерних сканерів типу FARO FOCUS (див. гл.6, с.270). Наявність точного сканерного знімка фасаду дозволяє проєктанту враховувати геометрію віконних отворів, визначати розміри та форму кожної панелі з необхідними вирізами та підготовляти їх до монтажу на відповідних стендах в цеху домонтажної підготовки. Крім того, на цьому знімку можна з великою точністю розпізнавати контурні точки споруди (віконні рами, облицювальні плити, сколи бетону тощо), які можуть служити контрольними маяками для прив'язування монтажних струнних або лазерних вертикальних ліній та площин.

Аналогічно за такими ж контурними точками вибирають на знімку горизонтальні опорні лінії на кожному ярусі, які також можна задавати лазерним площиновказом (див. гл. 4, с. 163). Відповідні планові та висотні марки наносять на панелях облицювання, за якими їх встановлюють у проєктне положення. Розміщення панелей стосовно стін (за глибиною) фіксують від двох лазерних вертикалей. Зауважимо, що такий же контроль просторового положення панелей можна забезпечити одним лазерним приладом вертикального проєціювання (ПВП), лазерним нівеліром і лазерною монтажною рейкою з рівнем, якою контролюється вертикальність кожної панелі у двох точках, розташованих на лазерній горизонталі.

Таким чином, інженерно-геодезичні вимірювання, особливо з використанням лазерних сканерів, лазерних нівелірів та лазерних ПВП, можуть забезпечити високу точність і ефективність обмірних робіт, оперативність підготовки проєкту, технологічність монтажу облицювальних плит, естетичність фасадів будинків.

Глава 3. ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНЕ ПРОЕКТУВАННЯ

3.1. Основні проекти планування, забудови і впорядкування територій

Будівництво й реконструкція населених пунктів (міст, селищ, сіл) і промислових підприємств здійснюються за проектами їх планування та забудови. Мета проектування – організація забудовуваної території за економічними, архітектурними, санітарно-гігієнічними і технічними вимогами. Виходячи з цього, розрізняють *планувальне* і *будівельне* проектування. Планувальне проектування вклучас роботи з техніко-економічного обґрунтування доцільності розміщення об'єкта, встановлення його архітектурно-планувальної структури, зв'язку з прилеглими районами, необхідного інженерного обладнання, благоустрою тощо. Будівельне проектування полягає у визначенні об'ємно-планувальної структури будівель і споруд, розрахунку будівельних конструкцій, матеріалів, розробленні технології будівельно-монтажних робіт.

Проекти планування і забудови розробляються постадійно на основі дослідницьких робіт, а ухвалені рішення фіксуються у відповідній проектно-планувальній документації.

Будують і реконструюють міста за такими проектами: 1) планування міста, 2) розміщення першочергового будівництва, 3) детального планування окремих районів, 4) забудови окремих районів, мікрорайонів (кварталів), вулиць та площ.

Проект планування міста визначає основні рішення з його перспективного розвитку, забудови і благоустрою на 20-25 років. До проекту входять такі основні матеріали: план існуючого міста (опорний план), що є топографічним планом у масштабі 1:5 000; генеральний план міста (основне креслення), виконаний на топографічній основі плану масштабу 1:5 000 (1:10 000); план місцевості, що прилягає до міста, складений на основі топографічного плану масштабу 1:25 000; схеми і карти з характеристиками природних і будівельних умов, транспорту, інженерного обладнання, благоустрою та інженерної підготовки території міста в масштабі 1:5 000 - 1:25 000.

Проект розміщення першочергового будівництва розробляється на плані масштабу 1:5 000 в розвиток генерального плану для зони першочергового будівництва (першого житлового або мікрорайону).

Проект детального планування розробляється на житлові та промислові райони міста і також у розвиток генерального плану. Його складають у масштабі 1:2 000-1:1 000 і вклучає він такі документи: план червоних ліній в масштабі 1:2 000-1:1 000; ескіз забудови в масштабі 1:2 000-1:1 000; схему вертикального планування в масштабі 1:2 000; поперечні профілі вулиць в масштабі 1:100-1:200; схеми розміщення позаквартальних інженерних мереж (складають на основі копії плану червоних ліній); розмічувальне креслення червоних ліній у масштабі 1:2 000-1:1 000, на якому показують прив'язку червоних ліній до опорних будівель і споруд, пункти триангуляції, полігонометрії, теодолітних ходів, координати рогів кварталів, осей перетину вулиць і проїздів, злами червоних ліній, координати великих будівель і споруд. До проекту додають пояснювальну записку.

Проекти забудови житлових районів, мікрорайонів, кварталів, вулиць і площ розробляють у розвиток проектів детального планування. Проект забудови складають у дві стадії – технічний проект і робочі креслення.

Робочий проект забудови міста складають на топографічній основі масштабу 1:1000 або 1:500. Він включає такі матеріали: генеральний план забудови; схему вертикального планування; схеми мереж інженерного обладнання; схему прив'язки типових проектів будівель; умови організації будівництва; техніко-економічні показники для окремих видів будівництва; пояснювальну записку.

Робоча документація забудови розробляється у масштабі 1:500 на основі затвердженого технічного проекту. У ній остаточно вказують тип забудови, її розміщення в плані та по висоті. У комплект робочих креслень входять: уточнений генеральний план забудови; креслення типових будівель та індивідуальних проектів; розмічувальні креслення елементів забудови (будівель, проїздів, доріг, комунікацій, майданчиків і площ, зелених насаджень) та їх прив'язок до наявних капітальних будівель, споруд і геодезичних знаків; креслення бруківки, типові розрізи дорожніх покриттів; креслення вертикального планування території з позначками, ухилами і проектними горизонталями; картограма земляних робіт; поздовжні й поперечні профілі вулиць і проїздів; плани і профілі інженерних мереж; креслення колодязів і камер підземних комунікацій, їх зведений план; креслення озеленення території тощо.

Проектно-планувальна документація для промислового й сільськогосподарського будівництва розробляється так само, як і для міського – за двостадійною схемою: технічний проект та робочі креслення.

Технічні проекти промислових підприємств, гідротехнічних споруд, теплових електростанцій, залізничних станцій та інших об'єктів складаються на топографічній основі масштабу 1:5 000-1:2 000.

Робоча документація складається: у масштабі 1:5 000-1:2 000 – для будівництва лінійних споруд (залізниць, автомобільних і канатних доріг, ЛЕП, магістральних трубопроводів), переходів через великі річки, для осушення і зрошування сільськогосподарських земель закритим дренажем, підрахунку запасів будівельних матеріалів тощо; у масштабі 1:1 000 – для малоповерхової і селищної забудови, бетонних дамб, будівель ГЕС, шлюзових камер, будівництва і реконструкції залізничних станцій, підрахунку запасів корисних копалин у складних умовах тощо; у масштабі 1:500 – для будівництва і реконструкції промислових підприємств, підземних комунікацій на їх території, напірних трубопроводів, порталів тунелів, переходів і шляхопроводів через залізниці тощо.

3.2. Завдання геодезичної підготовки проектів

Метою геодезичних розрахунків, що виконуються при горизонтальному і вертикальному плануванні, є: збереження в процесі будівництва передбачених у проекті геометричних розмірів (довжини, ширини, кутів, радіусів і т. п.) кварталів, вулиць, площ, великих споруд, парків, мостів тощо; взаємне розміщення споруд у плані й по висоті; забезпечення передбачених проектом прямолінійності або кутів зламу забудови, шляхів і підземних комунікацій; забезпечення необхідних ухилів для правильного функціонування доріг, підземних мереж, площ, стадіонів і т. д.

На початку робіт перевіряють найважливіші параметри проекту: прямолінійність і ширину вулиць, розміри кварталів у межах осей вулиць і квартальної забудови, прив'язку окремих будівель до червоних ліній, наявних і запроектованих

будівель і споруд. При вертикальному плануванні території встановлюють позначки проїжджої частини доріг, лотків і каналів, колодязів підземних комунікацій, входів у будівлі, урізів води річок і каналів, рейок залізничних і трамвайних колій, мостів і шляхопроводів, величини відповідних ухилів, а також ідентичність або близькість позначок рогів кварталів на одному перехресті для упорядкованих територій тощо.

3.3. Точність вимірювань на плані

Графічна точність плану зумовлена точністю графічних побудов, яка в звичайних умовах становить 0,2 мм, тобто дорівнює тому мінімальному відрізку, який можна помітити на карті неозброєним оком. У межах цієї точності на плані вимірюють лінійні розміри для чітко виражених контурів, що мають товщину ліній понад 0,3-0,5 мм. При більшій товщині ліній похибка визначення довжини зростає.

Графічна точність плану є нібито і внутрішньою його точністю, не пов'язаною з точністю знімання і складання плану. Реальна (зовнішня) точність плану у декілька разів перевищує його графічну точність. Так, згідно з вимогами Інструкції [79], планова скп точки контуру з чіткими обрисами відносно найближчого пункту знімальної основи не повинна перевищувати 0,5 мм, а в гірських районах – 0,7 мм. При сучасних комп'ютерних технологіях похибка контурної точки ортофотопланів, які використовуються для проектування забудови у населених пунктах, становить 0,3-0,4 мм. Тоді середня похибка відстані між точками контурів може бути $0,6\sqrt{2} = 0,8$ мм, що в масштабі 1:2 000 становить 1,6 м. При ймовірності 0,95 гранична похибка в натурі сягатиме 3,2 м.

Скп позначки точки, визначеної за горизонталями плану, відносно найближчого пункту знімальної основи не повинна перевищувати $h_0/3$ (h_0 – переріз рельєфу), що в масштабі 1:2 000 з $h_0 = 1$ м може становити 0,33 м.

При використанні для проектування копій з топографічного плану вказані похибки можуть зростати в 1,5 раза, що треба враховувати при вимірюванні відстаней між твердими контурами, які використовуються для визначення координат пунктів на червоних лініях, позначок точок для проектування профілю споруд і т. п.

При точних вимірюваннях координат, відстаней, кутів слід враховувати деформацію паперу плану, яка може досягати 1-2%, особливо при використанні архівних матеріалів. Наявність деформації контролюється вимірюванням сторін координатної сітки у двох взаємно перпендикулярних напрямках. Коефіцієнти k_x і k_y деформації сітки, яка спричинена різною усадкою паперу вздовж і поперек його волокон, встановлюють за формулою

$$k = 1 - n_{\phi} / n_T,$$

де n_{ϕ}, n_T – відповідно фактична і теоретична довжини координатної сітки.

Поправки за деформацію паперу в довжину лінії v_s і дирекційний кут v_{α} мають вигляд:

$$v_s = S(k_x \cos^2 \alpha + k_y \sin^2 \alpha); \quad v_{\alpha} = \frac{k_y - k_x}{2} \rho \sin 2\alpha.$$

Щоб уникнути обчислень за цією формулою, при вимірюванні координат точки P на плані додатково вимірюють відстані a і b та c і d відповідно до “молодшої” і “старшої” ліній координатної сітки абсцис і ординат, а потім обчислюють неспотворені координати:

$$X_P = X_K + \frac{n_1 a M}{a + c}; \quad Y_P = Y_K + \frac{n_1 b M}{b + d},$$

де X_K, Y_K – координати найближчого південно-західного кута координатної сітки; M – знаменник масштабу плану.

3.4. Геодезична підготовка проектів горизонтального планування

3.4.1. Методика розрахунку червоних ліній проекту

В основі розрахунку елементів проекту детального планування і забудови лежить принцип переходу від загального до часткового. Початковими лініями, що визначають положення забудови на місцевості, є: червоні лінії між рогами кварталів та ширина вулиць і проїздів або розміри кварталів в осях вулиць і проїздів; кути зламу червоної лінії та повороту трас доріг, підземних комунікацій; елементи кривих і т. п. Точки цих ліній виносять за координатами, узятими графічно з проекту, за якими обчислюють розміри кварталів і кути, що утворюють контури майбутньої забудови.

Якщо декілька кварталів примикають до прямої магістралі або вулиці, то графічно вимірюють тільки координати на початку і в кінці групи кварталів, а також розміри проміжних кварталів (рис. 3.1). Координати внутрішніх точок кварталу отримують аналітично по створу, заздалегідь узгодивши графічні розміри кварталів так, щоб їх загальна сума з номінальною шириною вулиць дорівнювала загальній довжині контуру. Нев'язка розмірів зазвичай розподіляється порівну між усіма довжинами проміжних кварталів. Допустиму величину невязки (у міліметрах) визначають із виразу

$$f_s \leq 0,8M\sqrt{n},$$

де M – знаменник масштабу плану; n – кількість ліній у створі.

Якщо вулиці перетинаються не під прямим кутом, то в їх ширину вводять відповідну поправку. Координати обчислюють з точністю ± 1 см. Координати рогів внутрішніх кварталів отримують аналогічно на основі точок, визначених раніше. Наприклад, координати точки 17 (див. рис. 3.1) можна отримувати як місце перетину двох прямих 1-12 та 16-5, винесених у натуру за координатами.

Координати найближчих точок поза контуром $ABCD$ отримують за відповідними створами. Якщо в проекті передбачено злам забудови, тоді точку зламу задають в основному графічними координатами. Іноді подібні операції здійснюють по осях вулиць і проїздів, а потім від них визначають координати рогів кварталів.

Для отримання необхідної конфігурації контуру, наприклад, прямокутника, трапеції тощо, її задають довжинами сторін і кутами, а прив'язку здійснюють до довшої сторони. Аналогічні розрахунки проводять для забудови з вільним плануванням, забезпечуючи паралельність і перпендикулярність основних ліній контурів, орієнтування будівель відносно сторін світу (для інсоляції приміщень) тощо.

При геодезичній підготовці проекту перенесення в натуру осей мостів за проектними довжинами прогонів обчислюють координати центрів мостових опор, беручи за основу координати пунктів осі мосту, закріпленої на обох берегах річки.

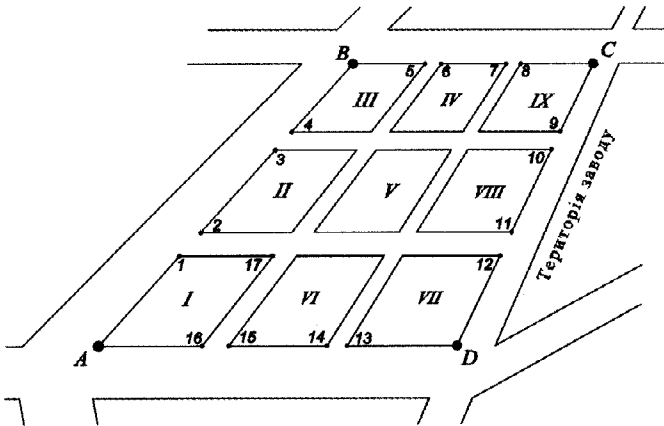


Рис. 3.1. Схема розрахунку червоних ліній

Геодезична підготовка проектів перенесення в натуру трас підземних комунікацій, ліній електропередач, автомобільних і канатних доріг, залізничних і трамвайних колій тощо полягає у визначенні координат кутів повороту трас, а проміжні пункти отримують як створні.

3.4.2. Основні математичні залежності для розрахунку геодезичних елементів проекту горизонтального планування

При геодезичній підготовці проектів обчислюють координати найважливіших точок споруд та їх прив'язки (дирекційні й горизонтальні кути і відстані) до пунктів геодезичної основи або головних осей споруд. Нижче подаються найпоширеніші випадки завдань з підготовки проектів і способи їх вирішення.

1. Визначення координат точки перетину двох прямих, заданих координатами (рис. 3.2):

$$X_K = X_C + R(X_D - X_C) = X_A + R(X_B - X_A);$$

$$Y_K = Y_C + R(Y_D - Y_C) = Y_A + R(Y_B - Y_A);$$

$$R = \frac{(X_B - X_A)(Y_A - Y_C) + (Y_B - Y_A)(X_A - X_C)}{(X_B - X_A)(Y_D - Y_C) + (Y_B - Y_A)(X_D - X_C)}.$$

2. Умова розташування трьох заданих точок у створі:

$$\frac{Y_B - Y_A}{X_B - X_A} = \frac{Y_C - Y_B}{X_C - X_B} = \frac{Y_C - Y_A}{X_C - X_A}.$$

3. Визначення кута між двома заданими прямими (див. рис. 3.2, а):

$$\beta = \arctg \frac{Y_B - Y_A}{X_B - X_A} - \arctg \frac{Y_D - Y_C}{X_D - X_C}.$$

4. Побудова прямої в заданій точці C паралельно до іншої заданої прямої AB . Для побудови паралельної прямої на ній визначають положення довільної точки D , яку можна перенести в натуру за координатами:

$$X_D = X_C + l \cos \alpha; \quad Y_D = Y_C + l \sin \alpha,$$

де l – прийнята довжина лінії CD ; α – дирекційний кут лінії AB .

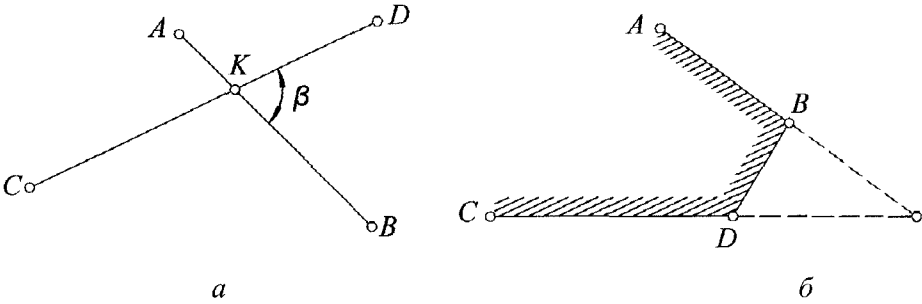


Рис. 3.2. Визначення точки перетину двох прямих:
а – дійсне; б – уявне

5. Побудова перпендикуляра до прямої AB в заданій точці C (рис. 3.3):

$$X_D = X_C + l \cos(\alpha \pm 90^\circ); \quad Y_D = Y_C + l \sin(\alpha \pm 90^\circ),$$

де знак “+” відноситься до точки D , а знак “-” до точки D' .

6. Визначення координат центра кола, проведеного через відомі пункти A, B, C :

$$X = \frac{F_{12}(Y_C - Y_A) - F_{13}(Y_B - Y_A)}{D}; \quad Y = \frac{F_{13}(X_B - X_A) - F_{12}(X_C - X_A)}{D};$$

$$D = (X_B - X_A)(Y_C - Y_A) - (Y_B - Y_A)(X_C - X_A); \quad (3.1)$$

$$F_{12} = [(X_B^2 + Y_B^2) - (X_A^2 + Y_A^2)]/2; \quad F_{13} = [(X_C^2 + Y_C^2) - (X_A^2 + Y_A^2)]/2.$$

7. Визначення координат точок перетину 1 і 2 даної прямої AB з колом, заданим його радіусом R і координатами центра O (рис. 3.4). Для вирішення цього завдання необхідно розв’язати два рівняння [126]:

$$\frac{Y - Y_A}{X - X_A} = \frac{Y_B - Y_A}{X_B - X_A}; \quad (X - X_0)^2 + (Y - Y_0)^2 = R^2,$$

звідки

$$X = X_A + (x \mp \sqrt{R^2 - y^2}) \cos \alpha; \quad Y = Y_A + (x \mp \sqrt{R^2 - y^2}) \sin \alpha,$$

де x, y – прямокутні координати точки O , які визначаються за формулою (3.1); α – дирекційний кут лінії AB .

Знак “-” береться для точки 1, а знак “+” – для точки 2.

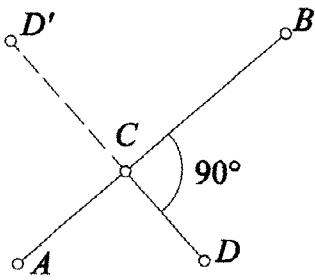


Рис. 3.3. Побудова перпендикуляра до прямої в заданій точці

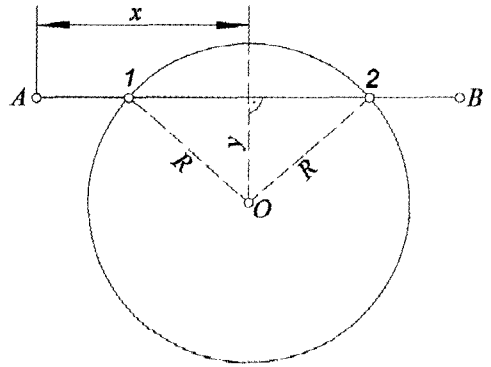


Рис. 3.4. Визначення точок перетину прямої з колом

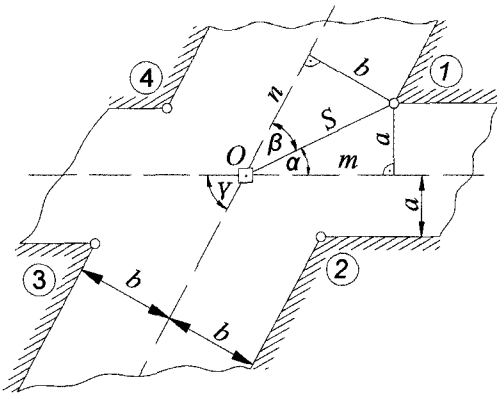


Рис. 3.5. Прив'язка точок забудови до осей вулиць

8. Визначення кутів та відстаней для перенесення точок забудови в натуру відносно осей вулиць і проїздів (рис. 3.5). При цьому задаються: точка O перетину осей вулиць і кут γ між ними, ширина вулиць $2a$ і $2b$. Тоді прив'язка забудови до осей вулиць і точки їх перетину здійснюється за полярними або прямокутними координатами, що визначаються відповідно за формулами

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{a \sin \gamma}{b + a \cos \gamma}; \quad \operatorname{tg}\beta = \frac{b \sin \gamma}{a + b \cos \gamma};$$

$$\alpha + \beta = \gamma; \quad S = \frac{a}{\sin \alpha} = \frac{b}{\sin \beta}$$

$$m = \frac{b + a \cos \gamma}{\sin \gamma}; \quad n = \frac{a + b \cos \gamma}{\sin \gamma}.$$

3.4.3. Організація геодезичних робіт для перенесення проекту горизонтального планування в натуру

Контурні лінії забудови переносять в натуру від пунктів геодезичної основи (полігонометрії, теодолітних ходів), закріплених на місцевості. Для цього за координатами ліній забудови і пунктами геодезичної основи визначають необхідні прив'язки (кути і відстані), які складають основу розмічувальних креслень (рис. 3.6). З'єднавши прямими лініями пункти геодезичної основи з точками забудови, що підлягають перенесенню в натуру з даних пунктів, отримують схему розмічування та організації геодезичних робіт.

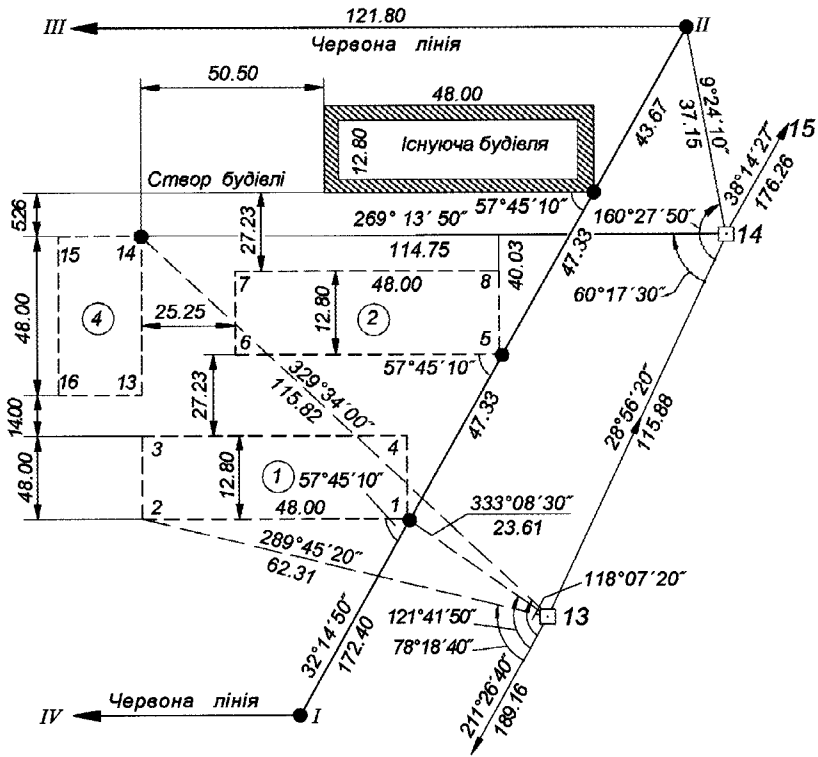


Рис. 3.6. Розмічувальне креслення для групи будинків мікрорайону:
13-14 – пункти геодезичної основи; I-IV – пункти червоних ліній

На розмічувальному кресленні виписують довжини ліній та їх дирекційні кути, включаючи і напрями на опорні пункти, розмічувальні кути на опорних пунктах, іноді – контрольні кути при визначуванних точках, а також необхідні лінійні розміри споруд або відстані між спорудами (існуючими або розмічуваними).

Похибка перенесення окремих точок контурів забудови відносно найближчих пунктів геодезичної основи не повинна перевищувати: ± 50 мм при багатопверховій забудові; ± 80 мм – при малоповерховій; ± 100 мм – на незабудованих територіях.

Спосіб перенесення точок у натуру вибирається залежно від умов місцевості й розташування пунктів геодезичної основи. На практиці широко застосовують спосіб полярних і створно-лінійних координат (див. гл. 5).

3.5. Геодезичні розрахунки в проектах вертикального планування

3.5.1. Завдання і зміст вертикального планування

Завдання вертикального планування полягає у перетворенні реального рельєфу території з метою розміщення забудови і підземних комунікацій, благоустрою, забезпечення транспортних зв'язків, організації поверхневого стоку при максимальному збереженні природного середовища і мінімальному переміщенні земляних мас.

Вихідними даними для складання проекту вертикального планування є: топографічний план відповідного масштабу; технічний проект або робоче креслення горизонтального планування забудови; типові поперечні профілі вулиць і проїздів; результати інженерно-геологічних і гідрологічних вишукувань.

Проектування починають з вибору опорних точок, що визначають висотне положення майбутньої топографічної поверхні: точки перетину червоних ліній забудови, рогів кварталів, осей доріг і проїздів, зокрема головок рейок залізничних колій, позначки верху мостів, підлоги будівель та споруд, верху колодязів підземних комунікацій, існуючих доріг з твердим покриттям, рівня води в річці або озері, рівня підтоплення і т. п. Вимоги до ухилів встановлюються ДБН залежно від класу споруд та умов будівництва.

Перетворення рельєфу має бути виконане з мінімальними виїмками і насипами та мінімальним об'ємом переміщення земляних мас, дотриманням балансу земляних робіт. У ході вертикального планування підраховують обсяг земляних робіт на окремих ділянках спланованої території, складають картограми, розробляють схеми переміщення земляних мас. В окремих випадках можна проектувати забезпечення не локального, а регіонального балансу земляних робіт для групи будівельних майданчиків.

Залежно від рівня інженерного обладнання і благоустрою території застосовують **суцільну, вибірккову і змішану (комбіновану) системи вертикального планування**. У першому випадку охоплюється вся територія забудови, у другому – окремі ділянки з умовою забезпечення водовідведення за їх межами, у третьому – загальне планування території з високим рівнем опрацювання локальних ділянок.

Масштаб топографічного плану і переріз рельєфу визначаються стадією і точністю проектування. Але для забудови міст використовують переважно плани масштабу 1:500 з перерізом рельєфу через 0,5 м.

3.5.2. Методи проектування вертикального планування

Залежно від точності розрахунку проектних позначок та обсягу обчислень проектування здійснюється *графічним, аналітичним і графоаналітичним* методами. У сучасній практиці проектування на зміну найбільш вживаному графоаналітичному методу, що поєднує незначні графічні побудови з простими обчисленнями, інтенсивно впроваджуються аналітичні методи з використанням комп'ютерних технологій (програма "Autocad").

За принципом зображення проектного рельєфу розрізняють такі методи вертикального планування: профілів, проектних горизонталей і комбінований.

Метод профілів полягає в тому, що на плані території, яка підлягає проектуванню, наносять сітку розміром 50×20 м з профільних ліній і поперечників до них по найбільш характерних контурах проекту (осі доріг, проїздів, червоні лінії) та місцях з явно вираженою зміною профілю (вододіли, тальвеги тощо). На профілі наносять проектні позначки опорних точок і, керуючись величинами допустимих мінімальних і максимальних ухилів, намічають проектні лінії, що характеризують висотне положення майбутніх споруд. Потім графічно визначають позначки опорних точок і за відстанями й ухилами обчислюють проектні позначки характерних точок споруд, а за різницею проектних і реальних позначок профілю – робочі

позначки та площі виїмок і насипів ґрунту. При відомій відстані l між паралельними профілями визначають окремо об'єми виїмки і насипу в секції:

$$v = 0,5(F_1 + F_2)l,$$

де F_1, F_2 – приведені площі виїмки та насипу на двох суміжних профілях.

Для підрахунку сумарного об'єму земляних мас на нерівномірно і рівномірно віддалених профілях користуються формулами

$$\begin{aligned} V &= (F_0 l_1 + F_1(l_1 + l_2) + F_2(l_2 + l_3) + \dots + F_n l_n) / 2; \\ V &= l(F_0 + 2F_1 + 2F_2 + \dots + F_n) / 2, \end{aligned} \quad (3.2)$$

де l_i, l – відповідні відстані між перерізами профілю; $n + 1$ – кількість перерізів.

Недоліки методу профілів – недостатня наочність і наближеність проектних рішень на складному рельєфі. Тому він застосовується головним чином для складання ескізного проекту вертикального планування і робочого проектування лінійних споруд (дороги, підземні комунікації, ЛЕП, канатні дороги тощо).

Метод проектних горизонталей полягає в зображенні проектного рельєфу горизонталями. На початку проектування вивчають структуру рельєфу і розчленовують його на кілька оформлювальних площин, що межують між собою по лініях тальвегів і вододілів та максимально наближаються до природного рельєфу. Вибравши в місці з'єднання площин позначки опорних точок, здійснюють звичайне рисування рельєфу проектними горизонталями. Висота перерізу рельєфу визначається залежно від необхідної точності його деталізації і зазвичай складає 0,10; 0,20 (0,25) та 0,50 м. Проектні позначки характерних точок місцевості отримують графічно за проектними горизонталями. Ступінь наближення ідентичних реальних і проектних горизонталей плану свідчить про об'єми виїмки і насипу. Знак робочої позначки визначають за напрямом зсуву ідентичних горизонталей. Об'єм земляних мас обчислюють за формулою (3.2), в якій замість L беруть висоту z_0 перерізу проектного рельєфу, а F_i представляється приведеними до місцевості площами ділянок, обмеженими ідентичними горизонталями, окремо для виїмок і насипів. Площі криволінійних ділянок доцільно вимірювати планіметром. Але через слабку наочність метод не набув поширення на практиці.

Комбінований метод – це поєднання методів проектних горизонталей з окремими проектними профілями по найхарактерніших лініях споруд: осях і лотках вулиць і проїздів, лініях забудови, комунікаціях і т. д. Завдяки поєднанню плану і профілю цей метод найбільше використовують у практиці робочого проектування міських кварталів, площ, вулиць, промислових майданчиків.

3.5.3. Аналітичний метод проектування профілю

Впровадження комп'ютерних технологій у практику проектування визначило можливість широкого застосування їх для проектування вертикального планування аналітичним методом. В основу проектування покладено принцип знаходження оптимального значення функції при заданій системі обмежень на висотне положення окремих точок. Методику вирішення таких задач методом найменших квадратів

(МНК) розробили професори М. Г. Відуєв (Україна) та Л. Дімов (Болгарія) [52, 75]. Для проектування рельєфу зрошуваних земель М. І. Коробочкін (Росія) вперше застосував метод математичного програмування, що забезпечус мінімальні величини робочих позначок і об'ємів переміщення ґрунту [90].

При проектуванні профілю (рис. 3.7) **методом найменших квадратів** забезпечують мінімум суми квадратів робочих позначок:

$$[r^2] = \min; \quad r = Z - H,$$

де Z, H – реальна і проектна позначки поточної точки профілю.

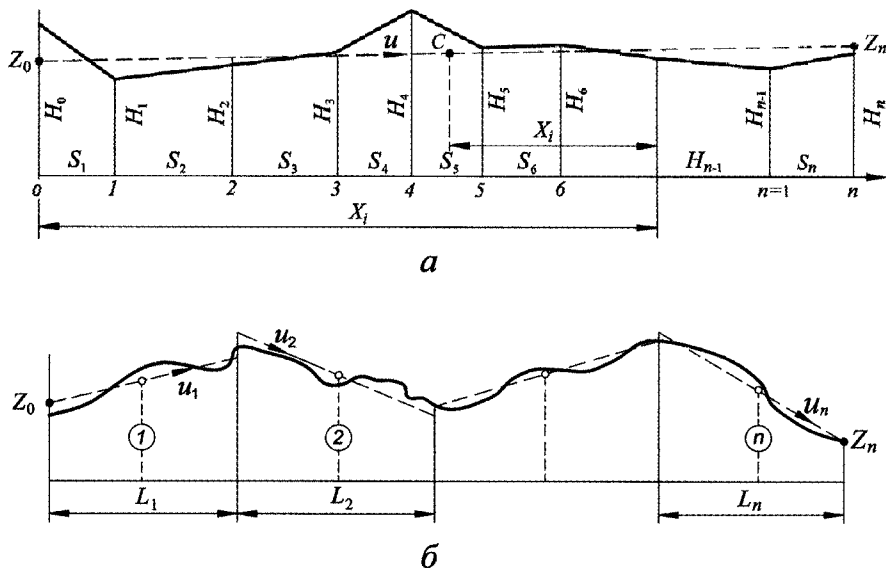


Рис. 3.7. Проектування профілю аналітичним методом:
а – одиночної лінії; б – по секціях

Далі задача вирішується двома способами. У **першому** відлік координат ведуть від початку траси і визначають величини

$$Z_0 = \frac{[xx][H] - [x][xH]}{n[xx] - [x]^2}; \quad u = \frac{n[xH] - [x][H]}{n[xx] - [x]^2}, \quad (3.3)$$

де Z_0 – позначка проектної лінії у початковій точці траси; u – ухил проектної лінії траси (знак ухилу відповідає знакові кута нахилу); n – кількість точок профілю, включаючи і початкову; x_i – абсциса (пікетаж) поточної точки профілю, яка визначається методом підсумовування відстаней (горизонтальних прокладень) S між точками профілю до i -ї точки.

Проектні позначки проміжних точок профілю знаходять із виразу

$$Z_i = Z_0 + x_i u$$

та обчислюють з точністю до 1 см, а ухили – до $0,1-1\text{‰}$. Потім обчислюють робочі позначки і об'єми земляних мас. Контроль обчислення робочих позначок виходить з умови методу найменших квадратів: $[r] = 0$.

У *другому способі* – при рівномірному розподілі точок профілю – початок координат фіксують у середині ділянки (центрі ваги), тобто у точці C . Через те що $[x] = 0$, вирази (3.3) набудуть вигляду:

$$Z_C = [H]/(n+1); \quad u = [xH]/[xx],$$

де x – віддалення точки профілю від центра ваги.

Обидва способи дають мінімальні величини робочих позначок (виймки і насипу) ґрунту, але умова балансу не виконується.

Для отримання **балансу земляних робіт** позначку центра ваги слід обчислювати з використанням ваг за формулою [128, 42]

$$Z_C = [S_1H_0 + (S_1 + S_2)H_1 + (S_2 + S_3)H_2 + \dots + (S_{n-1} + S_n)H_{n-1} + S_nH_n]/2L, \quad (3.4)$$

де $L = S_1 + S_2 + \dots + S_n$ – довжина ділянки; $(S_{i-1} + S_i) = p_i$ – вага позначки H_i ($i = 0, 1, 2, \dots, n$).

При однакових відстанях S між точками профілю Z_C становитиме:

$$Z_C = \frac{1}{n+1} \left([H] - \frac{H_0 + H_n}{2} \right).$$

Для проектування профілю видовженої траси її поділяють на секції з приблизно однаковим ухилом, знаходять позначки центра ваги Z_{C_j} та ухили u_j секцій, а також однозначні проектні позначки точок стикування секцій ($j = 0, 1, 2, \dots, m$).

Розглянемо спосіб узгодження ухилів окремих ділянок з використанням **методу квадратичного програмування (МКП)**. В основу методу покладено умову, щоб сума проектних перевищень дорівнювала різниці заданих проектних позначок початку 1-ої ділянки і кінця останньої (m -ї) ділянки траси:

$$\sum_{j=1}^m z_i = \sum_{j=1}^m L_j u_j = Z_n - Z_0,$$

де L_j, u_j – довжина ділянки та її локальний ухил; Z_0, Z_n – фіксовані проектні позначки початку та кінця траси; m – кількість ділянок (секцій) траси.

Для реалізації цієї умови складається система умовних рівнянь поправок:

$$0,5L_1u_1 - (Z_{C_1} - Z_0) = r_0;$$

$$0,5L_1u_1 + 0,5L_2u_2 - (Z_{C_2} - Z_{C_1}) = r_1;$$

$$0,5L_2u_2 + 0,5L_3u_3 - (Z_{C_3} - Z_{C_2}) = r_2;$$

.....

$$0,5L_mu_m - (Z_{C_m} - Z_n) = r_n,$$

де Z_{C_j} – проектна позначка центра ваги ділянки траси; Z_i, r_i – проектна і робоча позначки як поправка до позначок рельєфу профілю ($i = 1, 2, \dots, n$).

Очевидно, що поправки до фактичних позначок рельєфу можна звести до мінімуму, якщо змінювати величини ухилів u_j , залишаючи незмінними проектні

позначки центрів ваги (протилежне привело б до порушення балансу земляних робіт). Але при зміні ухилів треба поставити вимогу, щоб модуль їх нових значень не перевищував нормативно-допустимого ухилу $u_{\text{доп}}$.

Таким чином, задача мінімізації функції

$$W = \sum_{i=0}^n r_i^2 = \min$$

розв'язується при обмеженнях:

$$0,5L_1u_1 - (Z_{C_1} - Z_0) = 0;$$

$$0,5L_mu_m - (Z_m - Z_{C_m}) = 0;$$

$$\sum_{i=0}^n r_i = 0; \quad ABS(u_j) - u_{\text{доп}} \leq 0.$$

Перші два обмеження забезпечують проходження проектних ліній l -ї та m -ї ділянок через фіксовані точки на початку та в кінці траси, третє – виконання умови стикування проектних ліній сусідніх ділянок ($r = 0$), а четверте – виконання нормативних вимог до ухилів окремих (або всіх) ділянок. Якщо фіксовані позначки відсутні, то поправки r_0 і r_n включаються у функцію мети та в обмеження суми поправок.

Для розв'язування таких задач на ПК можна використати електронні таблиці програми “Excel”, а саме: “**Сервіс/Пошук рішення**”, де у діалоговому вікні вказуються комірки: функції мети, її мінімуму (або максимуму), змінних величин (ухилів) і перелік обмежень в адресах. Крім того, у вікні “**Настройка параметрів пошуку рішення**” вказується метод оцінки (зокрема, квадратичний) і метод пошуку розв'язку (спряжених градієнтів).

У методі квадратичного програмування проектна і робоча позначки будь-якої точки профілю визначаються за формулами

$$Z_{ji} = Z_{C_j} + (L_i - L_{C_j})u_j; \quad r_{ji} = Z_{C_j} + (L_i - L_{C_j})u_j - H_i.$$

Умова стикування проектних ліній сусідніх секцій має вигляд:

$$Z_{C_j} + (L_i - L_{C_j})u_j = Z_{C_{j+1}} + (L_i - L_{C_{j+1}})u_{j+1}$$

або

$$(L_i - L_{C_{j+1}})u_{j+1} - (L_i - L_{C_j})u_j + Z_{C_{j+1}} - Z_{C_j} = 0. \quad (3.5)$$

Обмеження (3.5) складаються для кожної секції профілю. В разі потреби до них приєднуються обмеження на стикування проектних ліній на початку та в кінці траси $r_0 = 0$ і $r_n = 0$ або одне із них. Крім того, для отримання ухилів секцій, які б не перевищували максимально допустимого значення ухилу $u_{\text{доп}}$ для даної категорії споруди (автодорога, залізниця, трубопровід самопливної каналізації тощо), використовуються обмеження:

$$ABS(u_j) \leq u_{\text{доп}} \quad \text{або} \quad ABS(u_j) - u_{\text{доп}} \leq 0,$$

як це прийнято в електронних таблицях “Excel” (програма “Solver”–Пошук розв'язку).

Нижче подано розв'язок задачі для трьох секцій профілю (рис. 3.8) з використанням системи рівнянь поправок (робочих позначок) [37]:

$$\begin{aligned}
 -108,5u_1 + Z_{C_1} - H_0 &= r_0; \\
 -8,5u_1 + Z_{C_1} - H_1 &= r_1; \\
 -33,5u_1 + Z_{C_1} - H_2 &= r_2; \\
 108,5u_1 + Z_{C_1} - H_3 &= r_3; \quad -77,5u_2 + Z_{C_2} - H_3 = r_3; \\
 -24,5u_2 + Z_{C_2} - H_4 &= r_4; \\
 12,5u_2 + Z_{C_2} - H_5 &= r_5; \\
 77,5u_2 + Z_{C_2} - H_6 &= r_6; \quad -64,0u_3 + Z_{C_3} - H_6 = r_6; \\
 -16,0u_3 + Z_{C_3} - H_7 &= r_7; \\
 16,0u_1 + Z_{C_3} - H_8 &= r_8,
 \end{aligned}$$

які після підставлення позначок центрів ваги і фактичних позначок рельєфу матимуть такий робочий вигляд:

$$\begin{aligned}
 -108,5u_1 + 1,365 &= r_0; \\
 -8,5u_1 + 0,724 &= r_1; \\
 33,5u_1 - 0,714 &= r_2; \\
 108,5u_1 - 2,079 &= r_3; \quad -77,5u_2 - 2,356 = r_3; \\
 -24,5u_2 + 0,207 &= r_4; \\
 12,5u_2 + 0,006 &= r_5; \\
 77,5u_2 + 1,623 &= r_6; \quad -64u_3 + 1,328 = r_6; \\
 -16u_3 + 0,057 &= r_7; \\
 16u_3 - 0,889 &= r_8.
 \end{aligned}$$

Запис двох формул робочих позначок дається для 3-ї та 6-ї точок стикування ліній профілю, значення яких мають збігатися. Тому для розв'язання задачі необхідно скласти обмеження на різницю робочих позначок r_3 і r_6 :

$$\begin{aligned}
 108,5u_1 + 77,5u_2 + 0,277 &= 0; \\
 77,5u_2 + 64u_3 + 0,295 &= 0,
 \end{aligned}$$

до яких приєднуються ще два обмеження на величини $r_0 = 0$ і $r_8 = 0$ для збігу проектних і фактичних позначок профільної лінії на початку та в кінці траси. Але оскільки теоретично така вимога не може бути виконана без зміни позначок центрів ваги (а практично – порушення балансу земляних робіт), то доцільно розв'язати задачу окремо без цих обмежень та після цього скорегувати положення кінцевих профільних ліній з фактичними позначками кінцевих точок траси (звичайно, з незначним локальним порушенням балансу земляних робіт).

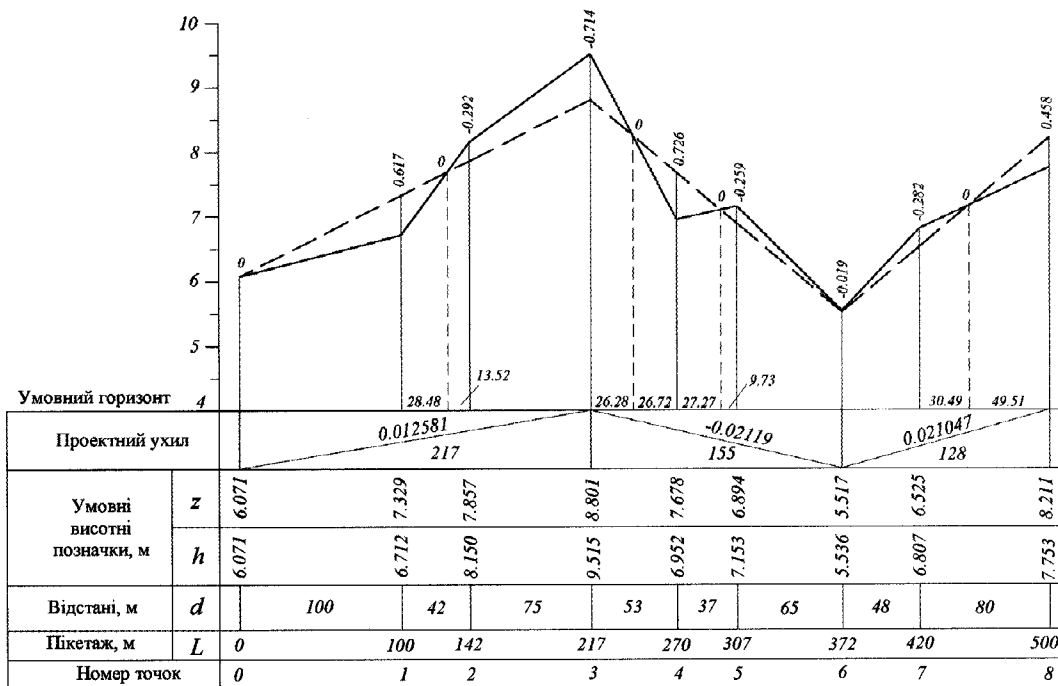


Рис. 3.8. Профіль траси із трьох секцій

Приклад розв'язування задачі в Excel з мінімізацією суми квадратів робочих позначок (функція мети $F = \sum_{i=0}^8 r_i^2 = \min$) наведено в табл. 3.1. При цьому використано

Таблиця 3.1

Проектування профілю траси методом квадратичного програмування

Номер точки	Пікетаж L , м	Фактична позначка H , м	Центр ваги секції, м		Ухил u	Позначки, м	
			пікетаж L	позначка Z_C		проектна Z	робоча r
0	0	6,071				7,329	1,258
1	100	6,712	108,5	7,436	0,000988	7,428	0,716
2	142	8,150				7,469	-0,681
3	217	9,515				7,543	-1,972
4	270	6,952	294,5	7,159	-0,004960	7,280	0,328
5	307	7,153				7,097	-0,056
6	372	5,536				6,775	1,239
7	420	6,807	436,0	6,864	0,001393	6,842	0,035
8	500	7,753				6,953	-0,800
Сума	-	-	-	-	-	-	0,067

три обмеження: одне – на суму робочих позначок $[r=0]$ і два – на стикування проектних ліній профілю у 3-й та 6-й точках. При цьому значення $F = 8,8439$ і ухили ліній виявилися незначними, але не витримано умову $r_0 = r_8 = 0$, як і в попередньому прикладі. Якщо не ставити обмеження на стикування профільних ліній секцій, то $F = 1,8194$, а ухили $u_1 = 0,017028$; $u_2 = -0,011080$; $u_3 = 0,029562$. При цьому робочі позначки 8-ми точок такі: $-0,482$; $0,579$; $-0,144$; $-0,231$; $0,478$; $-0,132$; $0,764$; $-0,416$; $-0,416$ м, а проектні відповідно $5,588$; $7,291$; $8,006$; $9,284$; $7,430$; $7,021$; $6,300$; $6,361$; $8,756$ м.

Таким чином, алгоритм реалізує вимогу нульового балансу та мінімуму площ виїмки і насипу, що дає змогу використати даний спосіб для аналітичного проектування лінійних споруд, при благоустрої території тощо.

3.5.4. Методи вертикального планування майданчиків

Проекти вертикального планування майданчиків розробляють за нерегулярною або регулярною сіткою точок земної поверхні, заданих просторовими координатами. Таку систему точок можна визначити методами наземного або стереофотограмметричного знімання, тобто з використанням топографічних планів з горизонталями, або нівелюванням рельєфу по квадратах.

Нерегулярна сітка трикутників лежить в основі цифрової моделі рельєфу (ЦМР), яка складається за матеріалами топографічного знімання місцевості, зокрема для проектування будівництва (див. п. 2.3). Останнім часом у комп'ютерній технології застосовують переважно триангуляційну мережу Делоне (TIN) – продукт топографічної моделі рисування рельєфу у стереофотограмметрії і топографії.

У будівельній практиці з метою оперативної реалізації проектів вертикального планування територій використовують **регулярну сітку квадратів** (рис. 3.9), вершини яких закріплюють на місцевості тимчасовими знаками (кілками), а їх позначки визначають технічним нівелюванням.

У задачі проектування одної площини для заданої земної поверхні у кожній її точці з просторовими координатами має виконуватися умова:

$$Z_i - H_i = r_i; \quad Z_i = Z_0 + X_i u_x + Y_i u_y, \quad (3.6)$$

де u_x, u_y – ухили вздовж координатних осей майданчика; Z_0 – проектна позначка в початку координат майданчика; Z_i, r_i – проектна і робоча позначки в точці з координатами X_i, Y_i, H_i ($i = 0, 1, 2, \dots, n$); n – кількість точок системи.

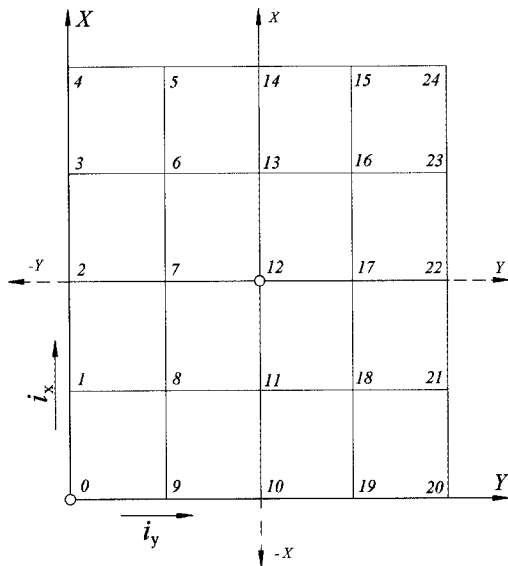


Рис. 3.9. Проектування похилої площини майданчика

Якщо початок системи координат знаходиться поза межами майданчика проектування, то до масиву представницьких точок поверхні включаються тільки його точки.

На сучасному етапі розвитку комп'ютеризації для проектування рельєфу використовують методи найменших квадратів і квадратичного програмування.

3.5.4.1. Метод найменших квадратів

Метод переважно використовують для **мінімізації робочих позначок**, розв'язуючи рівняння (3.6) при умові функції мети:

$$W = \sum_{i=0}^n r_i^2 = \min. \quad (3.7)$$

Задача вертикального планування поверхні будівельного майданчика за трикутною, чотирикутною або квадратною сітками зводиться до складання та розв'язання трьох нормальних рівнянь [128]:

$$\begin{aligned} nZ_0 + [X]u_x + [Y]u_y - [H] &= 0; \\ [X]Z_0 + [XX]u_x + [XY]u_y - [XH] &= 0; \\ [Y]Z_0 + [XY]u_x + [YY]u_y - [YH] &= 0, \end{aligned} \quad (3.8)$$

де у квадратних дужках вказано суми та суми добутків координат; Z_0, u_x, u_y – шукані величини.

Для ілюстрації методу мінімізації робочих позначок розв'язано задачу вертикального проектування майданчика похилою площиною (рис. 3.10) в системі координат $X1Y$. Нормальні рівняння мають такий вигляд:

$$\begin{aligned} 11Z_1 + 130u_x + 190u_y - 15,91 &= 0; \\ 130Z_1 + 3100u_x + 1950u_y - 205,2 &= 0; \\ 190Z_1 + 1950u_x + 5000u_y - 271,5 &= 0, \end{aligned}$$

звідки отримано $Z_1 = 1,317$ м; $u_x = 0,010975$; $u_y = -0,0000386$. За цими величинами обчислено проектні та робочі позначки, а також загальний ухил площини та його дирекційний кут за формулами

$$u = \sqrt{u_x^2 + u_y^2}; \quad \alpha_u = \arctg(u_y/u_x). \quad (3.9)$$

Розподіл проектних і робочих позначок представлено у табл. 3.2. Як бачимо, сума робочих позначок дорівнює нулеві – основній умові методу найменших квадратів, а сума модулів робочих позначок становить 1,02 м, яка служить виразним показником мінімізації робочих позначок. Загальний об'єм насипу та виїмки становить відповідно 16,9 і -27,5 м³, дебаланс -10,6 м³. Якщо ж врахувати коефіцієнт $k = 1,02$ залишкового розрихлення піщаного ґрунту, то об'єм насипу збільшиться на величину $\Delta V = 0,4$ м³ і дебаланс зменшиться до -10,2 м³, що становить 23% від загального обсягу земляних робіт. Таким чином, мінімізація робочих позначок не забезпечує балансу земляних робіт.

Крім цього, одержані ухили можуть перевищувати нормативні величини і проєктанту доведеться зводити одержані ухили до нормативно допустимих, тобто свідомо збільшувати величини робочих позначок і, отже, об'єми земляних мас.

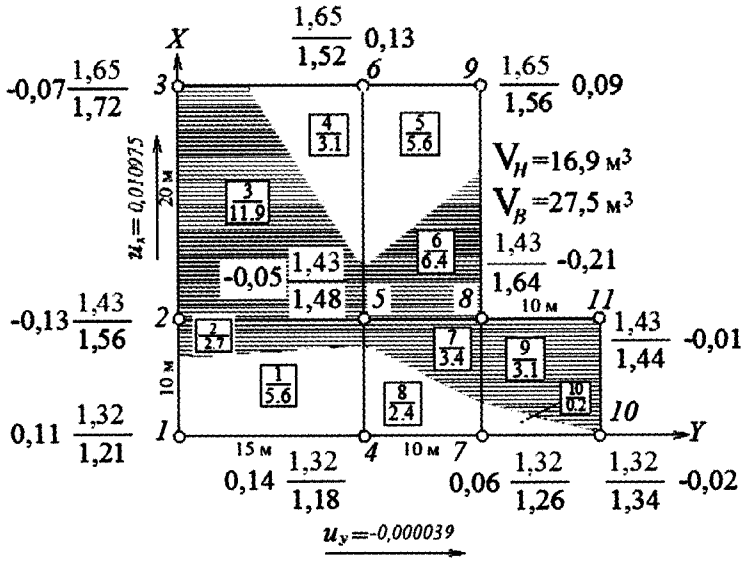


Рис. 3.10. Картограма планування рельєфу майданчика МНК (мінімізація робочих позначок)

Таблиця 3.2

Вертикальне планування майданчика МНК за прямокутною сіткою (мінімізація робочих позначок)

Номер точки	X, м	Y, м	H, м	z, м	r, м
1	0	0	1,21	1,32	0,11
2	10	0	1,56	1,43	-0,13
3	30	0	1,72	1,65	-0,07
4	0	15	1,18	1,32	0,14
5	10	15	1,48	1,43	-0,05
6	30	15	1,52	1,65	0,13
7	0	25	1,26	1,32	0,06
8	10	25	1,64	1,43	-0,21
9	30	25	1,56	1,65	0,09
10	0	35	1,34	1,32	-0,02
11	10	35	1,44	1,43	-0,01
Сума	130	190	15,91	15,91	0,04

Принагідно треба зауважити, що для зменшення обсягу робіт з підготовки та опрацювання інформації з використанням ПК доцільніше користуватися системою нецентральної координати, що й ілюструється даним прикладом, але центральні координати спрощують розрахунки ручним способом у симетричних сітках, якщо спочатку визначити проектну позначку центра ваги, а потім проектні ухили.

Математично, незалежно від форми моделі майданчика (несиметрична, симетрична), із сукупності просторових координат точок знаходять середні значення:

$$X_0 = [X]/(n+1); \quad Y_0 = [Y]/(n+1); \quad H_0 = [H]/(n+1), \quad (3.10)$$

а потім центральні координати:

$$x_i = X_i - X_0; \quad y_i = Y_i - Y_0; \quad h_i = H_i - H_0. \quad (3.11)$$

Очевидно, що у МНК (спосіб мінімізації робочих позначок) $[x] = 0$; $[y] = 0$; $[h] = 0$. Тому нормальні рівняння (3.8) суттєво спрощуються, і шукані величини знаходять за формулами

$$z_C = [h]/(n+1); \quad u_x = [xh]/[xx]; \quad u_y = [yh]/[yy]. \quad (3.12)$$

Проектні та робочі позначки вершин прямокутників або квадратів обчислюють за формулами

$$z_i = z_C + x_i u_x + y_i u_y; \quad r_i = z_i - h_i. \quad (3.13)$$

Контроль обчислень: $[r] = 0$.

При графоаналітичному проектуванні проектні позначки визначають за проектними горизонталями, проведеними перпендикулярно до напрямку максимального (загального) ухилу майданчика. Але отримані ухили можуть перевищувати нормативні величини і робочі позначки не забезпечать балансу земляних робіт.

Для отримання **балансу земляних робіт** в усіх моделях треба надати позначкам H_i вагу $p_i = F_i$ (тут F_i – площі трикутників, прямокутників або квадратів, які приймають до кожної точки сітки). У моделях із прямокутників та квадратів ці площі складаються із сум площ одної, двох, трьох і чотирьох фігур, а із трикутників – до шістьох і більше. Очевидно, що при використанні ЦМР із триангуляцією Делоне площі всіх фігур треба обчислити завчасно за координатами їх вершин. У результаті використання ваг нормальні рівняння МНК набувають такого вигляду:

$$\begin{aligned} [p]Z_0 + [pX]u_x + [pY]u_y - [pH] &= 0; \\ [pX]Z_0 + [pXX]u_x + [pXY]u_y - [pXH] &= 0; \\ [pY]Z_0 + [pXY]u_x + [pYY]u_y - [pYH] &= 0. \end{aligned} \quad (3.14)$$

Реальним позначкам H_i точок надаються ваги – суми площ F фігур, що приймають до даної точки.

У симетричних сітках формули (3.14) матимуть вигляд:

$$Z_C = [pH]/[p]; \quad u_x = [pxH]/[pXX]; \quad u_y = [pyH]/[pYY]. \quad (3.15)$$

Після отримання невідомих Z_0, u_x, u_y за формулою (3.13) обчислюють робочі позначки, а правильність обчислень контролюють виконанням таких умов:

$$[pr] = 0; \quad [pXr] = 0; \quad [pYr] = 0. \quad (3.16)$$

Нижче розглянуто приклад вертикального планування майданчика, заданого координатами сітки прямокутників (рис. 3.11) при дотриманні умови балансу земляних робіт. Початок координат розміщено у точці 1. Обчислення виконано в електронних таблицях “Excel”.

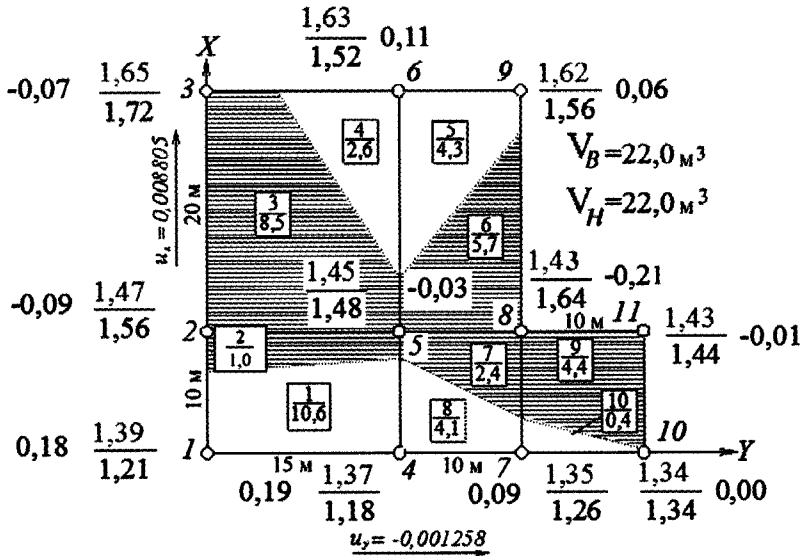


Рис. 3.11. Картограма планування рельєфу майданчика МНК з балансом земляних мас

Система нормальних рівнянь має вигляд:

$$3400Z_1 + 47000u_x + 49500u_y = 5062,5;$$

$$47000Z_1 + 1070000u_x + 622500u_y = 73760;$$

$$49500Z_1 + 622500u_x + 1082500u_y = 72705,$$

за якими одержано шукані величини: $Z_1 = 1,386 \text{ м}$; $u_x = 0,008805$; $u_y = -0,001258$.

Проектні та робочі позначки наведено в табл. 3.3. Сума робочих позначок не дорівнює нулеві, оскільки накладено умову отримання балансу земляних робіт. Сума модулів робочих позначок становить 1,03 м. Проектні та робочі позначки вказано на картограмі (див. рис. 3.11) біля вершин прямокутників, а площі фігур і обсяги земляних робіт – кружечками у прямокутниках, поділених лінією нульових робіт на насип і виїмку. Сумарний об’єм насипу та виїмки ґрунту становить по $22,05 \text{ м}^3$. Дебалансу немає, чим підтверджується виконання заданих умов.

Правильність розв’язування нормальних рівнянь (за центральними координатами) підтверджується величинами: $[pr] = 0,000635$; $[pxr] = 0,007335$; $[pyr] = -0,008960$ згідно з умовами (3.16).

Для **нерегулярної сітки прямокутників та квадратів** із довжинами сторін відповідно a_i , b_i і c_i площі F_i фігур і сумарна площа $[F]$ майданчика будуть відомі.

Вертикальне планування майданчика МНК з балансом земляних робіт

Номер точки	$X, \text{ м}$	$Y, \text{ м}$	$H, \text{ м}$	$F, \text{ м}^2$	$z, \text{ м}$	$r, \text{ м}$
1	0	0	1,21	150	1,39	0,18
2	10	0	1,56	450	1,47	-0,09
3	30	0	1,72	300	1,65	-0,07
4	0	15	1,18	250	1,37	0,19
5	10	15	1,48	750	1,45	-0,03
6	30	15	1,52	500	1,63	0,11
7	0	25	1,26	200	1,35	0,09
8	10	25	1,64	400	1,44	-0,20
9	30	25	1,56	200	1,62	0,06
10	0	35	1,34	100	1,34	0,00
11	10	35	1,44	100	1,43	-0,01
Сума	130	190	15,91	3400	16,14	0,23

Тому планові центральні координати вершин фігур визначають за формулами (3.10), а проектну позначку центра ваги з виразу

$$Z_C = \frac{1}{4[F]} \{ [F^I H^I] + [F^{II} H^{II}] + [F^{III} H^{III}] + [F^{IV} H^{IV}] \}, \quad (3.17)$$

де відповідно вказують суми добутків площ фігур на позначки вершин, які належать одному, двом, трьом і чотирьом вершинам прямокутника або квадрата.

У випадку покриття майданчика регулярною сіткою прямокутників зі сторонами a_0, b_0 або квадратів зі сторонами c_0 позначка

$$Z_C = \frac{1}{4k} \{ [H^I] + 2[H^{II}] + 3[H^{III}] + 4[H^{IV}] \}, \quad (3.18)$$

де k – кількість однакових прямокутників (квадратів).

Зауважимо, що остання формула в літературі вживається як для квадратів, але у практиці, зокрема на забудованих територіях, ефективніше користуватися сіткою прямокутників.

Для ручного обчислення в таких моделях з парною кількістю прямокутників (квадратів) n_x і n_y по осях абсцис і ординат, коли центр ваги розташовано в одній із вершин фігур, можна використати формули

$$\begin{aligned} Z_C &= \frac{1}{4k} \{ [H^I] + 2[H^{II}] + 4[H^{IV}] \}; \\ u_x &= 24kZ_0 / (a_0 n_x (n_x + 1)(2n_x + 1)); \\ u_y &= 24kZ_0 / (b_0 n_y (n_y + 1)(2n_y + 1)). \end{aligned} \quad (3.19)$$

Планове положення центра ваги можна визначити на перетині двох ліній, що з'єднують часткові центри ваги чотирьох правильних ділянок (рис. 3.12), або за відстанями l_1 та l_2 від центрів двох ділянок, які визначаються за правилом коромисла:

$$l_1 = \frac{F_2}{F_1 + F_2} l_0; \quad l_2 = \frac{F_1}{F_1 + F_2} l_0, \quad (3.20)$$

де l_0 – відстань між центрами ваги двох правильних ділянок; F_1, F_2 – площі цих ділянок. Контроль визначення відстаней: $l_1 + l_2 = l_0$.

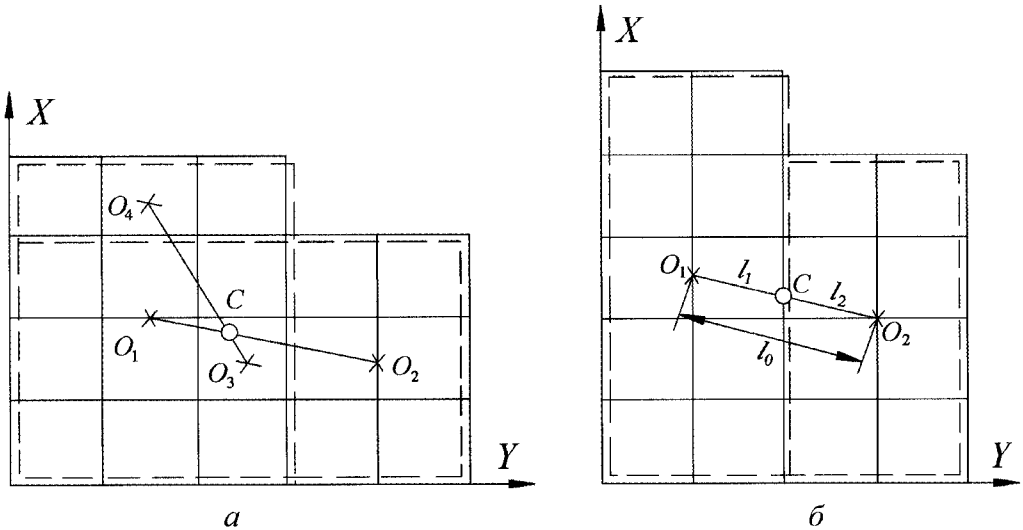


Рис. 3.12. Визначення положення центра ваги способами:
а – графічним; б – графоаналітичним

Проектна позначка Z_C центра ваги визначається за формулою (3.12) або (3.15). Після цього проєктант, враховуючи топографічні умови місцевості та вимоги проєктування рельєфу, задає прийнятний максимальний ухил u , його азимут α та визначає ухили $u_x = u \cos \alpha$; $u_y = u \sin \alpha$ по осях абсцис і ординат ділянки.

Потім за формулою (3.6) визначають робочі позначки r_i ($i = 0, 1, 2, \dots, n$), величини яких не мінімальні, але виконуються умови балансу земляних робіт і допустимих проєктних ухилів.

Треба зауважити, що у процесі вертикального проєктування можуть виникати інші задачі, наприклад, щоби:

- 1) проєктна площина була горизонтальною;
- 2) проєктна площина проходила через точку з позначкою Z_K ;
- 3) зберегти обраний ухил площини вздовж заданого напрямку (вулиці, залізниці, каналізаційного або дренажного трубопроводу тощо);
- 4) проєктна площина проходила через дві задані точки (розширення задачі 2).

У 1-му випадку із першого нормального рівняння системи (3.8) або (3.14) при $u_x = u_y = 0$ знаходять позначку $Z_0 = [pH]/[p]$.

У 2-му випадку, задавшись Z_0 , розв'язують два рівняння:

$$[pXX]u_x + [pXY]u_y = [pXH] - [pX]Z_0;$$

$$[pXY]u_x + [pYY]u_y = [pYH] - [pY]Z_0$$

і знаходять ухили u_x і u_y .

У 3-му випадку вимірюють на плані азимут α_u заданого ухилу u , обчислюють u_x та u_y , а потім із першої формули рівнянь знаходять

$$Z_0 = \frac{1}{[p]} \{ [pH] - [pX]u_x - [pY]u_y \}.$$

При цьому можливе використання сітки прямокутників (квадратів), орієнтованих одною віссю вздовж заданого напрямку, наприклад, осі абсцис при заданому значенні u_x .

У 4-му випадку задача практично зводиться до 3-го, тому що при планових координатах і проектних позначках Z_1, Z_2 заданих точок можна визначити загальний ухил і його азимут, а потім Z_0 , робочі позначки та інші величини.

3.5.4.2. Метод квадратичного програмування

Незважаючи на простоту розв'язання задач, особливо з центральними координатами, основним недоліком МНК є те, що його результати часто потребують коректури даних для виконання заданих проектних параметрів. Тому на сучасному етапі розвитку технології комп'ютерного проектування інтенсивно впроваджують метод квадратичного програмування для проектування рельєфу з оптимізацією проектних рішень стосовно виконання нормативних ухилів, балансу земляних робіт, мінімізації витрат на екскавацію і транспортування ґрунту тощо. Для ілюстрування цього методу нижче наведено два способи його використання: 1) *спосіб обмеження положення площини стосовно фіксованої точки*; 2) *спосіб обмеження проектних ухилів*.

У **першому способі** ставиться умова, щоби проектна площина проходила через фіксовану на місцевості точку, наприклад, люк теплофікаційної камери (рис. 3.13). Розв'язок зводиться до задачі квадратичного програмування, функція мети якого така ж, як і в методі найменших квадратів з одним обмеженням $[r] = 0$, тоді як в методі квадратичного програмування можуть накладатися різні умови: 1) на проектну позначку точки; 2) на величину ухилу і навіть складніший варіант – на обсяг і баланс земляних робіт; 3) мінімум переміщень ґрунту в межах будівельного майданчика тощо.

Поставивши умову, щоби проектна площина пройшла через верх люка камери, фактична позначка якого $h = 1,36$ м, тобто при $r_K = 0$, отримаємо такі величини (табл. 3.4): $z_1 = 1,175$ м; $u_x = 0,0102868$; $u_y = 0,0041462$. Сума робочих позначок становить 0,86 м, а сума їх модулів 1,14 м, що є результатом накладення обмеження на проектну позначку люка, а сума квадратів робочих позначок дорівнює 0,2292 м², як і в МНК. До речі, якщо у цьому прикладі (див. табл. 3.4) поставити “вільніше” обмеження

$r_K \geq 0$, то сума квадратів робочих позначок збігається з даними, отриманими МНК, але з іншим розподілом їх величин (див. рис. 3.13) при $r_K = 0,12$ м. Більше того, балансу земляних робіт не одержуємо ($\Sigma V_H = 2,01$; $\Sigma V_B = -105,98 \text{ м}^3$), оскільки розв'язувалася задача мінімізації суми квадратів робочих позначок і умова балансу не ставилася.

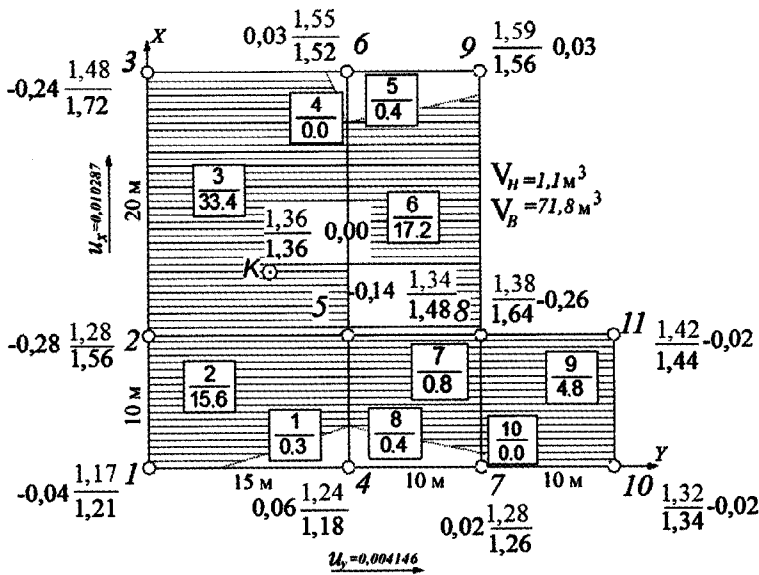


Рис. 3.13. Картограма планування рельєфу майданчика МКП з умовою проходження площини через фіксовану точку

Таблиця 3.4

Визначення параметрів похилої площини методом квадратичного програмування при обмеженні її положення стосовно люка ТК

Номер точки	X, м	Y, м	H, м	z, м	r, м
1	0	0	1,21	1,17	-0,04
2	10	0	1,56	1,28	-0,28
3	30	0	1,72	1,48	-0,24
4	0	15	1,18	1,24	0,06
5	10	15	1,48	1,34	-0,14
6	30	15	1,52	1,55	0,03
7	0	25	1,26	1,28	0,02
8	10	25	1,64	1,38	-0,26
9	30	25	1,56	1,59	0,03
10	0	35	1,34	1,32	-0,02
11	10	35	1,44	1,42	-0,02
K	14,5	8,7	1,36	1,36	0,00
Сума	144,5	198,7	17,27	16,41	-0,86
z =	1,1748	$u_x =$	0,010287	$u_y =$	0,004146
				W =	0,2292

Другий спосіб має дві форми застосування: встановлюються окремо одне або два обмеження на модулі ухилів $ABS(u_x) - u_x^{доп} \leq 0$ і $ABS(u_y) - u_y^{доп} \leq 0$, або тільки одне обмеження на величину загального ухилу $\sqrt{u_x^2 + u_y^2} - u^{доп} \leq 0$. Останнє обмеження "лояльне" до абсолютних величин ухилів по координатних осях. Крім того, можливі розширення цих обмежень, зокрема на напрям загального ухилу за умовою $u_y / u_x - \text{tg}\alpha_u \leq 0$, на проектну позначку площини у фіксованій точці тощо.

На завершення необхідно зазначити, що методи математичного програмування, особливо опуклого, надзвичайно перспективні для проектування поверхонь у багатьох сферах будівельно-монтажного виробництва.

Для великих територій (мікрорайонів та промислових майданчиків) перспективне використання сканерних знімків, які дозволяють вести зонування рельєфу полігональними оформлювальними площинами, забезпечуючи їх стикування методами квадратичного або опуклого програмування. При цьому кожна точка оформлювальної площини загальної поверхні (рис. 3.14) задається позначкою центра ваги та двома ухилами по взаємно перпендикулярних осях, які визначаються за формулами (3.8) або (3.14).

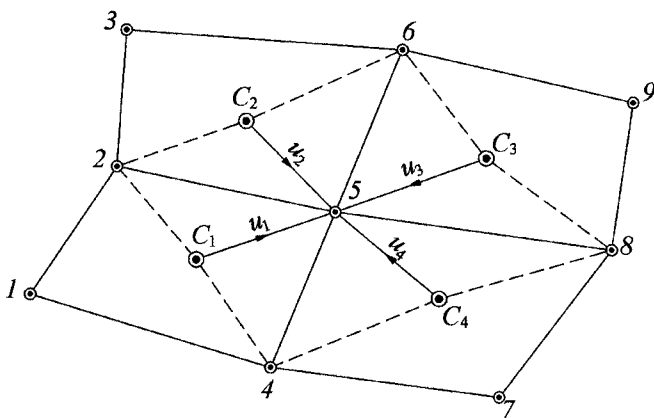


Рис. 3.14. Стикування оформлювальних площин

Стикування площин ведеться по граничних точках з обмеженням на величину модуля різниці $(Z_{j+1,i} - Z_{j,i})$ їх проектних позначок, що визначаються з центрів ваги суміжних площин. Для точки 5 ця умова описується залежностями

$$|Z_1^0 + (X_5 - X_1)u_{1X} + (Y_5 - Y_1)u_{1Y} - Z_2^0 - (X_5 - X_2)u_{2X} - (Y_5 - Y_2)u_{2Y}| \leq \Delta Z^{доп};$$

$$|Z_1^0 + (X_5 - X_1)u_{1X} + (Y_5 - Y_1)u_{1Y} - Z_3^0 - (X_5 - X_3)u_{3X} - (Y_5 - Y_3)u_{3Y}| \leq \Delta Z^{доп};$$

$$|Z_1^0 + (X_5 - X_1)u_{1X} + (Y_5 - Y_1)u_{1Y} - Z_4^0 - (X_5 - X_4)u_{4X} - (Y_5 - Y_4)u_{4Y}| \leq \Delta Z^{доп},$$

де Z_j^0, u_{jX}, u_{jY} – проектна позначка центра ваги локальної оформлювальної площини та її ухили ($j = 1, 2, 3, 4$).

Якщо ці умови не виконуються, то доводиться змінювати проектні позначки центрів ваги оформлювальних площин з порушенням локального мінімуму (балансу) земляних мас або проекту поверхню сукупності площин C_j ($j = 1, 2, \dots, m$) задають рівнянням 2-го порядку

$$Z_{ji} = AX_{ji}^2 + BY_{ji}^2 + CX_{ji}Y_{ji} + DX_{ji} + EY_{ji} + F$$

і функцію мети

$$W = \sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^n (Z_{ji} - H_{ji})^2 = \min$$

розв'язують з урахуванням обмежень на ухили:

$$U_X = \frac{\partial Z_{ji}}{\partial X_{ji}} = 2AX_{ji} + CY_{ji} + D; \quad U_Y = \frac{\partial Z_{ji}}{\partial Y_{ji}} = 2BY_{ji} + CX_{ji} + E,$$

модуль яких не повинен перевищувати $U^{\text{доп}}$.

3.5.4.3. Обчислення об'ємів і складання картограми земляних мас

Об'єм земляних мас визначають за робочими позначками. На рис. 3.15 показано чотири комбінації розташування робочих позначок як з плюсом, так і з мінусом. Загальні формули для обчислення об'ємів земляних мас для сітки прямокутників мають вигляд:

$$a) V_H = \frac{ab}{4}(r_1 + r_2 + r_3 + r_4);$$

$$б) V_H = \frac{ab}{8}(r_1 + r_2)\left(\frac{r_1}{r_1 - r_4} + \frac{r_2}{r_2 - r_3}\right);$$

$$V_B = \frac{ab}{8}(r_3 + r_4)\left(\frac{r_4}{r_4 - r_1} + \frac{r_3}{r_3 - r_2}\right);$$

$$в) V_H = \frac{ab}{6}\left\{\frac{r_1^2}{r_1 - r_4} + \frac{r_3^2}{r_3 - r_4} + r_2\left[2 - \frac{r_4^2}{(r_1 - r_4)(r_3 - r_4)}\right]\right\};$$

$$V_B = \frac{abr_4^3}{6(r_1 - r_4)(r_3 - r_4)};$$

$$г) V_H = \frac{ab(r_1 + r_3)}{8}\left\{2 - \frac{r_2^2}{(r_2 - r_1)(r_2 - r_3)} - \frac{r_4^2}{(r_1 - r_4)(r_3 - r_4)}\right\};$$

$$(V_B)_2 = \frac{abr_2^3}{6(r_2 - r_1)(r_2 - r_3)}; \quad (V_B)_4 = \frac{abr_4^3}{6(r_1 - r_4)(r_3 - r_4)}, \quad (3.21)$$

де a, b – розміри сторін прямокутника вздовж осей абсцис і ординат; r_1, r_2, r_3, r_4 – робочі позначки, які беруться у формулах зі своїми знаками; V_H, V_B – об’єми ґрунту в насипах та виїмках.

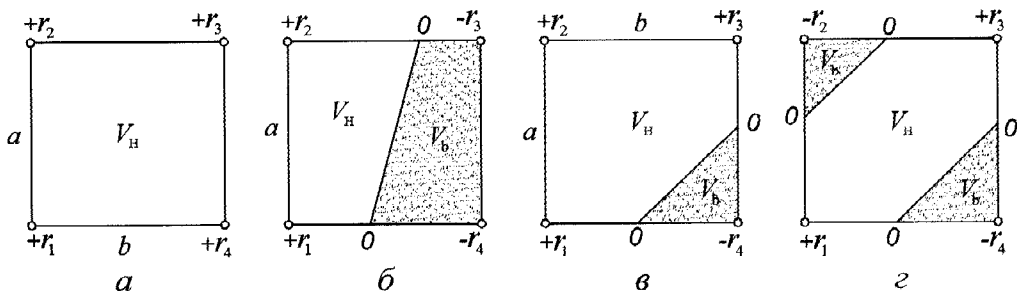


Рис. 3.15. Схеми обчислення об’ємів земляних робіт у прямокутниках (квадратах) при різних комбінаціях розташування знаків робочих позначок: a – однакові; b – попарно різні; v – одна відмінна; z – діагонально симетричні

Для обчислення об’ємів земляних робіт у квадратних сітках приймається умова $a = b = c$, де c – сторона квадрата. Оскільки робочі позначки розглядаються як поправки до позначок точок існуючого рельєфу, то об’єм із знаком “+” означає насип, а із знаком “-” – виїмку.

Зауважимо, що накладання додаткових умов на положення проекційної площини у фіксованій точці дещо ускладнює обчислення об’єму земляних мас, оскільки це вимагає поділу частини прямокутника (квадрата) на трикутники (у фігурі 3 на рис. 3.13 використано 5 трикутних призм). У трикутниках довільної форми площу обчислюють за довжинами їх сторін згідно з відомою формулою Герона:

$$F = \sqrt{p(p-a)(p-b)(p-c)}; \quad p = (a+b+c)/2.$$

Об’єми робіт обчислюють з точністю до 1 м^3 і виписують на картограмі в кожному прямокутнику (квадраті) сітки. У неповних прямокутниках (квадратах) виписують окремо об’єми насипу і виїмки. Сумарні об’єми виїмок і насипів обчислюють помаршрутно в двох взаємно перпендикулярних напрямках, а за ними – загальний сумарний об’єм по майданчику.

Баланс земляних робіт визначають за різницею сумарних об’ємів із врахуванням об’єму виїмки від фундаментів споруд і підземних комунікацій. При підрахунку балансу об’єм виїмки множать на коефіцієнт залишкового розпушування ґрунту, який дорівнює 1,01-1,025 для піщаного, 1,015-1,05 для суглинкового та 1,04-1,09 для глинистого ґрунтів. Якщо екскавація ґрунту не ведеться за межі будівельного майданчика, то дебаланс не повинен перевищувати 4-5% від об’єму насипу або виїмки, інакше проводиться підйом або опускання площини всього майданчика на величину

$$\delta_r = (\Sigma V_n - \Sigma V_v) / 2F,$$

де F – загальна площа території майданчика.

До картограми земляних робіт додають відомість підрахунку об’ємів земляних мас, в якій вказують номер прямокутника (квадрата) і об’єми насипу і виїмки в окремих колонках. У кінці відомості зазначаються сумарний об’єм і баланс.

Відносна похибка визначення об'єму земляних мас залежить переважно від похибок $m_H(m_r)$ вимірювання позначок вершин сітки та величини робочих позначок r , а саме:

$$\frac{m_V}{V} \approx k \frac{m_r}{r},$$

де k – множник, який становить 0,50; 0,50; 0,40 і 0,30 відповідно для фігур (див. рис. 3.15) із прямокутників або квадратів (a), двох трапецій (b), п'ятикутника з трикутником (c) і шестикутника з двома трикутниками (e).

Мінімальна похибка визначення об'єму характерна для фігур із трикутників ($k \approx 0,10$). Тому для отримання високої точності визначення об'ємів доцільно користуватися цифровою моделлю рельєфу.

Методику вертикального планування майданчиків можна застосувати для **контролю запасів (об'єму) сипучих матеріалів** у будівництві та промисловості (піску, гравію, скалля, вугілля і т. п.) за даними тахеометричного, фототеодолітного знімання або лазерного сканування поверхні матеріалів на території складу. Просторові координати характерних контрольних точок поверхні визначають в умовній або місцевій системах координат, за якими формується система трикутників ЦМР. Формула для обчислення об'єму матеріалу, яка отримана на основі залежностей (3.17), має такий вигляд:

$$V = [F_1]h_1 + [F_2]h_2 + \dots + [F_i]h_i + \dots + [F_n]h_n,$$

де h_i – умовна позначка (висота) контрольної точки поверхні над вихідним рівнем майданчика складу; $[F_i]$ – сума площ фігур (трикутників ЦМР), які примикають до цієї точки ($i = 1, 2, \dots, n$); n – кількість контрольних точок поверхні.

Абсолютна та відносна похибки об'єму визначаються за формулами

$$m_V = \sqrt{[F_1]^2 m_{h_1}^2 + [F_2]^2 m_{h_2}^2 + \dots + [F_i]^2 m_{h_i}^2 + \dots + [F_n]^2 m_{h_n}^2} \approx \\ \approx m_h \sqrt{[F_1]^2 + [F_2]^2 + \dots + [F_i]^2 + \dots + [F_n]^2}; \quad \frac{m_V}{V} = \frac{m_h}{h},$$

де m_h – узагальнена (генералізована) похибка визначення висоти точки із врахуванням щільності матеріалу і методу знімання (становить переважно від 5 до 10 см відповідно при лазерному скануванні й тахеометричному зніманні).

Точність визначення об'єму знижується при зменшенні висоти насипного матеріалу. Тому в таких умовах необхідно підвищувати точність визначення висот поверхні матеріалу з використанням дистанційних методів знімання (фототеодолітного, лазерного сканування) та формуванням ЦМР трикутниками з довжинами сторін до 5 м і навіть менше. Порівняно з похибками визначення висоти вплив похибок площі трикутників через похибку координування точок (до 2-3 см) мізерний, тому їх до уваги не беруть.

Опрацювання даних вимірювань можна вести за допомогою комп'ютерних програм "Digital" і "Voxler Serfer", які дозволяють будувати ізолінії рельєфу та профільні перерізи для підрахунку об'єму земляних мас.

Глава 4. ЕЛЕМЕНТИ, МЕТОДИ І ПРИЛАДИ ДЛЯ ГЕОДЕЗИЧНИХ РОЗМІЧУВАЛЬНИХ РОБІТ

4.1. Завдання розмічувальних робіт

Геодезичні розмічувальні роботи є складовою частиною будівельно-монтажного виробництва. Розрізняють планове і висотне розмічування споруд, яке складається з основних й детальних розмічувальних робіт. **Основні** розмічувальні роботи полягають у визначенні на місцевості положення головних осей і будівельного нуля інженерної споруди. Їх переносять у природу від пунктів планової і висотної геодезичних мереж, побудованих на території зведення споруди.

Детальні розмічувальні роботи полягають у визначенні планового і висотного положень тих або інших частин інженерної споруди, які задають її геометричні контури. Їх виконують, як правило, від раніше перенесених у природу головних осей споруди розмічуванням основних і допоміжних осей, а також характерних точок і контурних ліній, що визначають положення всіх деталей споруди.

У ході розмічувальних робіт виконують геодезичні вимірювання, які властиві тільки побудові проектних величин: горизонтального кута, довжини лінії, перевищення, створу, прямовисного і похилого напрямів, прямовисної та похилої площин.

4.2. Побудова горизонтального кута

Для побудови горизонтального кута використовують теодоліт. Його будують відносно базового напрямку AB (рис. 4.1). У початковому пункті встановлюють теодоліт і відкладають проектний кут β^0 . Щоб усунути вплив приладових похибок теодоліта (колімаційної, нерівності підставок труби та ін.), кут відкладають при двох положеннях вертикального круга, фіксуючи в кінцевому пункті точки C' і C'' та обираючи остаточно посередині між ними точку C .

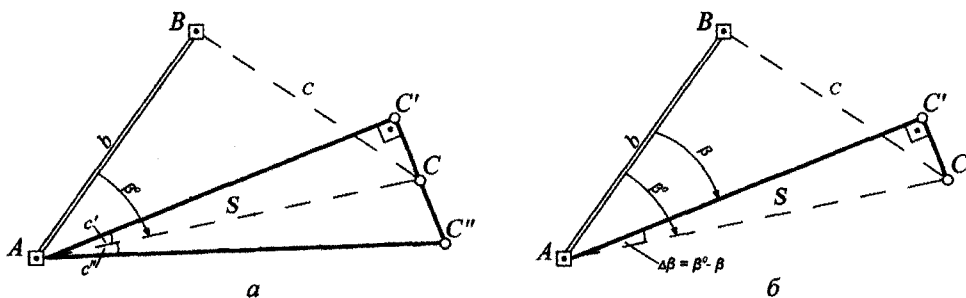


Рис. 4.1. Побудова горизонтального кута:
а – проста; б – з редукуванням

У практиці геодезичних розмічувальних робіт для підвищення точності побудови проектного кута спочатку фіксують наближену точку C' , потім вимірюють декількома прийомами наближений кут β і, порівнюючи його з проектним значенням кута β^0 , зміщують точку C' в напрямку перпендикуляра до лінії $C'A$ на малу величину:

$$r = C'C = s(\beta^0 - \beta) / \rho,$$

де s – довжина лінії.

Якщо r додатне, тоді точку C' зміщують вправо, а якщо від'ємне, тоді вліво від лінії AC' . Знак зміщення (редукції) визначає різниця кутів.

На точність побудови кута впливають похибки: центрування теодоліта m_1 і візирної марки m_2 , інструментальна (приладова) m_3 , власне побудови (вимірювання) кута m_4 , впливу зовнішніх факторів (турбулентності повітря, рефракції) m_5 . Сумарний вплив цих похибок характеризується залежністю

$$m_\beta = \sqrt{m_1^2 + m_2^2 + m_3^2 + m_4^2 + m_5^2}.$$

За характером впливу перші три похибки є систематичними, а останні дві – випадковими. Тому, беручи сумарний вплив перших удвічі меншим, одержимо:

$$m_1 = m_2 = m_3 \leq 0,26m_\beta; \quad m_4 = m_5 \leq 0,63m_\beta,$$

де m_β – загальна похибка побудови (вимірювання) кута (похибка приведення кута до проектного в способі редукування за малістю не враховується).

Вплив зазначених похибок при вимірюванні та побудові кутів різний. Якщо у першому випадку вони спотворюють величину вимірюваного кута, то у другому викликають зміщення розмічуваної точки з проектного положення, яке потрібно враховувати при організації розмічувальних робіт. Оскільки перші похибки належать до похибок установаження приладів, то елементи центрування приладів визначаються з формул

$$e_1 \leq \frac{\sqrt{2}m_1s}{\rho\sqrt{1+(c/b)^2}} \approx \frac{m_1s}{\rho}; \quad e_2 \leq \frac{\sqrt{2}m_2b}{\rho},$$

де b, s, c – вихідна, робоча і середня (протилежна кутові) сторони.

З першої залежності випливає, що більший вплив на зміщення проектної точки має похибка центрування теодоліта тоді, коли $c > b$, тобто при більшому куті β^0 .

Значення e залежить від способу центрування теодоліта і марки: при використанні ниткового легкого, середнього і важкого висків e дорівнює відповідно 5, 3 і 2 мм, для механічного (жорсткого) виска – 1 мм, оптичного центрира – 0,3–0,5 мм. У випадку примусового центрування в циліндричних втулках e дорівнює 0,1 мм, у конічних – 0,05, з каліброваною кулькою – 0,01 мм.

До приладових похибок, які мають найбільший вплив на точність побудови кута, належать похибки:

$$m_{31} = c(1/\cos v_b - 1/\cos v_s); \quad m_{32} = \varepsilon(\operatorname{tg} v_b - \operatorname{tg} v_s);$$

$$m_{33} = \delta(\sin M_s \operatorname{tg} v_s - \sin M_b \operatorname{tg} v_b),$$

де c, ε – кути колімації теодоліта (неперпендикулярності візирної осі до осі обертання труби та осі обертання труби до осі обертання теодоліта); δ – кут відхилення осі обертання теодоліта від вертикалі; $M_b, M_s = M_b + \beta, v_b, v_s$ – відповідно відліки за шкалою лімба та кути нахилу для сторін розмічуваного кута.

Якщо перші дві похибки мають односторонній вплив на величину кута і практично вилучаються з вимірювань при двох положеннях вертикального круга теодоліта, то третя такої властивості не має, особливо при спостереженнях візирних марок під різними кутами нахилу і значенні самого кута $\beta \approx 180^\circ$, коли похибка m_{33} отримує максимальне значення. Так, у теодоліті типу Т2 з циліндричним рівнем ($\delta \approx \tau = 20''$) похибка $m_{33} \approx 7''$, що виходить за межі точності теодоліта.

Тому на практиці ще недавно (до появи компенсаторів відхилення осей обертання теодолітів від вертикалі) користувалися накладним рівнем. Сучасні електронні теодоліти і тахеометри обладнано електронними маятниковими або рідинними датчиками (рівнями), якими вимірюються відхилення осі обертання приладу від вертикалі у двох взаємно перпендикулярних вертикальних площинах і автоматично за допомогою мікропроцесора вводиться поправка у вимірний напрям з одночасним врахуванням колімаційної похибки.

Похибка побудови кута розраховується за формулою

$$m_4 = \sqrt{[(30''/V)^2 + m_b^2]}/n,$$

де $30''$ – середня роздільна здатність (чутливість) неозброєного ока (при добрій видимості приймається $20''$, при поганій – $40''$ і навіть $60''$); m_b – похибка відліку, що залежить від якості роботи оптичного мікрометра (звичайно дорівнює $0,3-1$ ціни поділки, а в електронних тахеометрах вона становить від 1 до $0,2''$); n – кількість прийомів вимірювань.

Виконуючи вимірювання декількома прийомами (переважно $2-4-6$) і на різних частинах лімба теодоліта (кількість перестановок лімба дорівнює $180^\circ/n$), можна істотно послабити дію як випадкових, так і систематичних похибок, особливо приладових (колімаційної, нахилу осі обертання труби, поділок лімба тощо).

Похибка від впливу зовнішніх факторів, зокрема бічної рефракції, виникає при проходженні візирним променем шарів повітря з різною щільністю, розподіл яких в основному залежить від просторового розподілу температури. Тому з точністю до $10-15\%$ поле рефракції ототожнюють з температурним градієнтом або показником зміни температури в напрямі, перпендикулярному до лінії візування. Поправка в напрям, спотворений впливом рефракції, виражається залежністю

$$\varepsilon'' = \left(10,9 \frac{BS}{T^2}\right) \frac{dT}{dy},$$

де S – відстань до марки в метрах; B – тиск повітря у міліметрах ртутного стовпчика; T – абсолютна температура в градусах Кельвіна; dT/dy – горизонтальний температурний градієнт для напрямку вимірювання у градусах Цельсія на метр.

Проте внаслідок складності й малої точності врахування рефракції на практиці для ослаблення її впливу необхідно дотримуватися таких основних рекомендацій:

- виконувати спостереження при стійкому зображенні візирних марок у похмуру, хмарну і слабовітряну погоду;

- уникати проходження візирного променя поблизу стін і будівельних конструкцій, особливо плоских, які зазнають сонячного і технологічного нагрівання;
- комбінувати денні й нічні спостереження.

4.3. Побудова довжини лінії

Побудова довжини лінії полягає у відкладенні горизонтальної або похилої відстані в заданому напрямку. Для цього застосовують два методи: безпосередній (мірними рулеткою і дротиною, світловіддалеміром) і непрямий (оптичним віддалеміром, паралактичним способом). Процес відкладення довжини на рівнині складається зазвичай з вимірювання наближеної довжини s горизонтального прокладення, порівняння її з проектним значенням s^0 і зміщенням кінцевої точки B' наближеної довжини у проектне положення B (рис. 4.2, а) на величину редуції $r = s^0 - s$. Для ефективного відкладання проектних відстаней рефлектор світловіддалеміра доцільно встановлювати на штативі з двокоординатним столиком.

На похилій місцевості горизонтальне прокладення s одержують за вимірною похилою відстанню D та зенітним кутом z або перевищенням h :

$$s = D \sin z; \quad s = \sqrt{D^2 - h^2} = D - \frac{h^2}{2D} \left[1 + \left(\frac{h}{2D} \right)^2 \right].$$

Перша формула стосується електронного тахеометра, зокрема і відліку приведеної в ньому відстані до горизонту, а друга, коли відоме перевищення похилої лінії.

Найважчим і разом з тим малоефективним є спосіб вимірювання/відкладення довжин ліній за допомогою металевих мірних приладів (дротини, рулетки), які ще використовуються у практиці будівництва, хоча поступово втрачають свої позиції через впровадження електронних тахеометрів і лазерних рулеток. Далі розглядаються основні положення, які стосуються організації точних вимірювань за допомогою металевих рулеток.

При вимірюванні ліній мірний прилад (рулетку) необхідно добре “укласти” (візуально) у створ лінії та вилучати або враховувати її прогин на профілі місцевості. Натяг приладу звичайно здійснюють з постійною силою 100 Н при коливанні його не більше 5-10%. Поправку в довжину за провисання рулетки обчислюють за формулою

$$\Delta l_f = -8f^2 / 3l,$$

де f – стріла прогину рулетки.

У практиці монтажних робіт стрілу прогину не слід допускати більше ніж 0,2-0,5 м. Вплив похибки стрілки прогину на довжину сторони визначають за формулою

$$m_{\Delta l_f} = \frac{16f}{3l} m_f.$$

Якщо $l = 20$ м, $f = 100$ і $m_f = 10$ мм, тоді похибка $m_{\Delta l_f} = 0,3$ мм.

При вимірюванні відстаней рулеткою через перешкоди, коли вона укладена у ламаному профілі (рис. 4.2, б), точні відліки N_0 і N_3 можна брати тільки в кінцевих

точках 0 і 3, а наближені (до 5-10 мм) – у проміжних точках 1 і 2. Після визначення перевищень шукане горизонтальне прокладення становитиме:

$$s = (N_3 - N_0) - \sum_{i=1}^3 \frac{h_i^2}{2l_i}$$

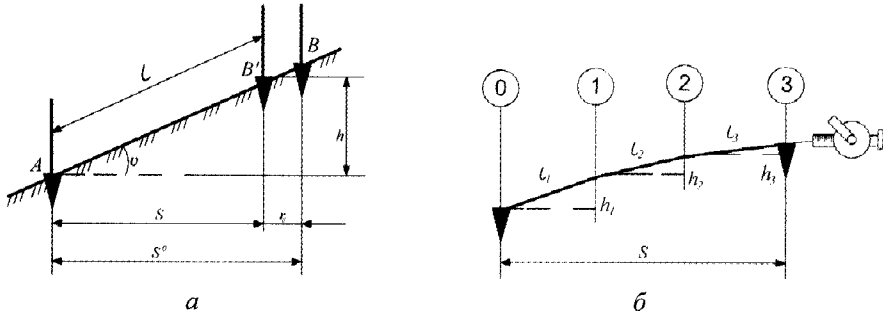


Рис. 4.2. Побудова і вимірювання довжини лінії металевою рулеткою:
а – побудова; б – вимірювання частинами

У виміряну похилу відстань до її приведення на горизонтальну площину вносять поправки за температуру мірного приладу, наприклад, металевої рулетки. При вимірюваннях металевими стрічками і рулетками у виміряну відстань l , крім поправки за нахил, вводять поправки за їх еталонування і температуру згідно з формулами

$$\Delta l_e = \Delta_e l / l_n; \Delta_e = l_e - l_\phi; \Delta l_t = \tau l (t - t_e),$$

де $l, \Delta l_e$ – виміряна довжина лінії та поправка в неї за еталонування мірного приладу; l_e, l_ϕ – еталонна і фактична довжини компаратора; l_n – номінальна довжина мірного приладу; τ – коефіцієнт лінійного розширення матеріалу приладу (для сталі $-12,5 \cdot 10^{-6}$, нержавіючої сталі $16 \cdot 10^{-6}$, інвару $-1 \cdot 10^{-6}$); t_e, t – температура еталонування приладу і вимірювання лінії.

При виконанні лінійних вимірювань на фундаментах і конструкціях споруд, машин технологічного устаткування вводять поправки тільки за різницю температур мірного приладу та об'єкта із врахуванням температури його експлуатації t_0 (переважно $t_0 = 20^\circ\text{C}$):

$$\Delta l_t = l[\tau_1(t_1 - t_0) - \tau_2(t_2 - t_0)],$$

де τ_1, τ_2 – коефіцієнти лінійного розширення матеріалу об'єкта і приладу (для бетону і залізобетону $\tau_1 = (7 - 10) \cdot 10^{-6}$); t_1, t_2 – температури об'єкта і мірного приладу.

У цій формулі взято різні температури об'єкта і мірного приладу через те, що в реальних умовах вимірювань вони різні (влітку переважно різниця $t_2 - t_1 \approx +5 - 10^\circ\text{C}$, а взимку вона від'ємна). Для спрощення процесу введення поправок у практиці будівельно-монтажних та налагоджувальних робіт рулетку укладають на об'єкт так, щоби вона прийняла його температуру (тобто при умові $t_1 = t_2 = t$). Тоді

$$\Delta l_t = l\tau(t - t_0).$$

Геодезичною практикою встановлено, що при виконанні зазначених вище рекомендацій відносна похибка вимірювання ліній сталевую рулеткою сягає близько 1/25 000.

При вимірюванні відстаней світло- та радіовіддалемірами або GPS-приладами, крім температури атмосфери поширення хвилі електровипромінювання, враховується ще й вплив атмосферного тиску, вологості повітря, похибки фазометра віддалеміра, ексцентриситету фазового центра антени тощо. Виміряні параметри вводяться в пам'ять мікропроцесора приладів і поправки у результати вимірювань враховуються автоматично. Такі поправки враховуються при використанні лазерних рулеток, які обладнано термодатчиком і його покази автоматично враховуються у вимірюваних відстанях (100-200 м).

Зауважимо, що лазерні рулетки знаходять все ширше застосування у практиці будівельних та геодезичних робіт. Технічні характеристики окремих типів лазерних рулеток наведено в табл. 4.1.

Таблиця 4.1

Основні характеристики лазерних рулеток

Технічні характеристики	Типи лазерних рулеток		
	Disto A8	Disto D3	LE 200
Країна-виробник	Швейцарія	Швейцарія	Німеччина
Фірма	Leica	Leica	Stabila
Скп вимірювань, мм	±1,5	±1	±2
Радіус дії, м	0,05 - 200	0,05 - 100	0,05 - 200
Живлення – 2 батарейки типу	AA	AAA	AA
Кількість вимірів	10 000	5 000	10 000
Робоча температура, °C	-10°...+50°	-10°...+50°	-10°...+50°
Габарити, см	14,8×6,4×3,6	12,5×4,5×2,4	14,8×6,4×3,6
Маса, г	310	110	241

На рис. 4.3 показано загальний вигляд рулетки Leica Disto A8, яку обладнано цифровою відеокамерою з прицілом і електронним рівнем. За допомогою прицілу можна просто і швидко навести перехрестя сітки на ціль і виконати вимірювання відстані. При цьому електронний рівень фіксує кут нахилу лазерного променя, що дозволяє визначати горизонтальне прокладення довжини лінії.

Крім того, в рулетку закладено математичні функції, які дозволяють оперативно обчислювати периметр, площу та об'єм приміщення. Результати вимірювань та обчислень висвітлюються на дисплеї, на якому можна одночасно відобразити до чотирьох виміряних величин.

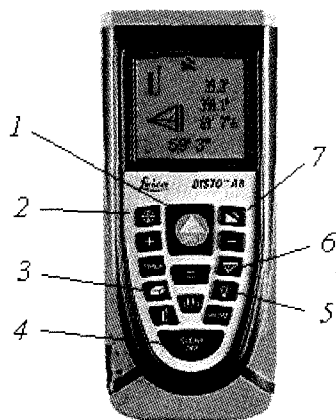


Рис. 4.3. Лазерна рулетка Leica Disto A8:

- 1 – увімкнути/виміряти; 2 – відеокамера з прицілом;
3 – площа/об'єм; 4 – стерти/вимкнути; 5 – підсвічування;
6 – опосередковані вимірювання; 7 – електронний рівень

Загальну характеристику точності вимірювань підвісними приладами, лазерними рулетками та електронними тахеометрами наведено в табл. 4.2. Похибки вимірювання відстаней електронними тахеометрами коливаються від 0,2 до 5 мм і конкретно для кожного приладу задаються характеристичним рівнянням точності:

$$m_s = a + bS,$$

де a, b – коефіцієнти рівняння регресії; S – довжина вимірюваної відстані.

Коефіцієнти задають у міліметрах, а відстань — у кілометрах. В останні роки похибку відстані здебільшого записують як $m_s = 2 \text{ мм} + 3 \text{ ppm}$, де друга складова означає, що її величина становить 3 мм/км відстані. За цією основною характеристикою точності та діапазоном вимірювання відстаней вибирається прилад для виконання розмічувальних та інших робіт. Слід пам'ятати, що у тахеометрах точність кутових та лінійних вимірювань взаємно узгоджується.

Таблиця 4.2

Похибки вимірювання довжин ліній різними приладами

Назва приладу	Довжина приладу або діапазон вимірювань, м	Спосіб установки	Відносна або абсолютна похибка вимірювань
Дротина інварна	24	Підвісна	$(1-5) \cdot 10^{-6}$
Дротина сталева	24	Підвісна	$(1-2) \cdot 10^{-5}$
Рулетка сталева	50	Укладена	$8 \cdot 10^{-5}$
Рулетка сталева	20	Укладена	$(1-2) \cdot 10^{-4}$
Рулетка сталева	20	Підвісна	$(2-3) \cdot 10^{-4}$
Рулетка лазерна	150-250	-	1-3 мм
Електронні тахеометри: TDA 5005 Leica TC 1800 Leica SET R30 Sokkia	3000-5000	-	0,2 мм + 1 ppm 1 мм 2-3 мм

4.4. Побудова перевищень

Для вимірювання перевищень у практиці будівельно-монтажних робіт використовують методи геометричного, гідростатичного, мікрометричного і тригонометричного нівелювання.

При **геометричному нівелюванні** використовують два способи: винесення і редукування. У першому (рис. 4.4) після установаження нівелірних рейок на репер R_p з позначкою H_0 і на точку B , проектну позначку якої H_B необхідно перенести

на місцевість, роблять відлік a і визначають відлік $b = H_0 + a - H_B$, при якому п'ятка рейки перебуватиме на проектному рівні. Цим способом, як правило, користуються під час попереднього установлення елементів споруд.

При точному вивірянні застосовують спосіб редукування, визначаючи з нівелювання фактичне перевищення $h = a - b$ та порівнюючи його з проектним перевищенням $h^0 = H_B - H_0$. У результаті знаходять товщину підкладки:

$$t = h^0 - h = (H_B - H_0) - a + b,$$

яку потрібно встановити на опорі, щоб верх підкладки був на заданій проектній позначці H_B . Для контролю аналогічні вимірювання виконують від іншого робочого репера на майданчику.

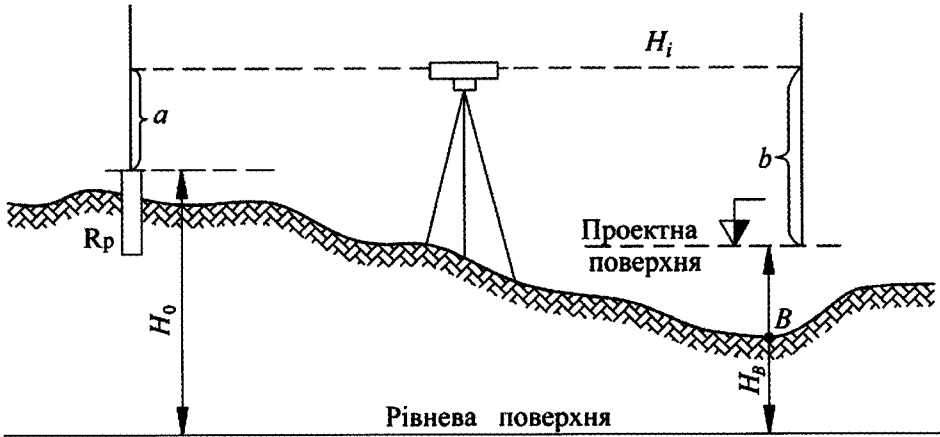


Рис. 4.4. Побудова перевищення

У ході геометричного нівелювання похибка побудови перевищення залежить від точності відліку по шкалі рейки, що у свою чергу залежить від дальності візування, ціни поділки рейки рівня і точності роботи оптичного мікрметра.

Експериментальними дослідженнями встановлено [126], що похибка перевищення (у міліметрах) становить:

$$m_h = 0,02 + 0,002l; \quad m_h = 0,1 + 0,01l; \quad m_h = 0,8 + 0,02l$$

відповідно для прецизійного нівеліра типу Н-05, технічного нівеліра типу Ні-В3 (з оптичним мікрметром) і технічного нівеліра типу Н-3 (l – відстань від нівеліра до рейки, м). Зауважимо, що для досягнення високої точності нівелювання оптимальною вважається довжина візирного променя 25 м.

Точність способу винесення точки значною мірою залежить від способу її фіксації: при послідовному забиванні кілочка похибка фіксації становить 2-4 мм, при кресленні мітки на рейці – 1 мм, при вигвинчуванні болта з різьбою – 0,1-0,5 мм.

Останнім часом поряд з рівневими більше використовують прецизійні оптико-механічні нівеліри з компенсаторами (Ni 002, Ni 005, Ni 007) і лазерні нівеліри,

що задають горизонтальну світлову площину. У нівелірах Ni 002 і Ni 005 похибка встановлення компенсатора дорівнює відповідно 0,05 і 0,15".

Для прецизійного нівелювання (I та II клас) використовують однобічні штрихові (інварні) рейки типу РН-05 (ДСТ 11158-83) довжиною 3 і 1,2-1,7 м, а для нівелювання III та IV класів – дво- і однобічні шашкові типу РН-3 завдовжки 3 і 2,1 м. Фірма "Zeiss" для прецизійного нівелювання в промисловості випускає рейки завдовжки 1 і 1,75 м в алюмінієвому корпусі.

Поділки на рейках нанесено як через 5, так і через 10 мм. Слід зазначити, що в другому випадку оптичний мікрометр працює в діапазоні 10 мм, що має велике практичне значення для відображення вимірюваного перевищення одразу в метрах.

В Україні ще використовують нівеліри з мікрометром і рейками, якими отримують перевищення у напівметричній системі. Щоб усунути цей архаїзм, рекомендуємо в інженерно-геодезичних роботах застосовувати простий спосіб змістити оцифровку шкал рейки й оптичного мікрометра, залишаючи без змін самі поділки. При цьому на дерев'яному каркасі рейки кожна парна, тобто сантиметрова, поділка позначається збоку точкою, а кожна десята пара сантиметрових поділок підписується двозначним числом, наприклад 00, 01, 02 і т. д., що відповідає дециметровим інтервалам. Для зручності відлічування шкал оператором кожен п'ятий сантиметровий розподіл позначається трикутником. У результаті одержують рейку із сантиметровими поділками, на якій кожен сантиметр поділено додатковим штрихом, що зберігає працездатність оптичного мікрометра у 5-міліметровому діапазоні.

Аналогічно змінюється і оцифрування шкали мікрометра: стара оцифровка від 0 до 100 поділок замінюється новою від 0 до 5 мм в оцифруванні 0; 0,5; 1; 1,5; 2; ...5 мм без жодної зміни шкали поділок. На рис. 4.5 відлік по основній шкалі рейки дорівнює 1035 мм та по шкалі мікрометра 4,27 мм, тобто повний відлік дорівнює 1039,27 мм. Зазначена методика випробувана на виробництві й підтвердила простоту спостережень і запису результатів нівелювання на станції.

Розмічування проектних позначок на будівельному майданчику та у приміщеннях, де ведеться укладання підлоги, монтаж підвісних стель, систем опалення і технічних трубопроводів на стінах, нівелір зручно встановлювати на підйомній підставці (рис. 4.6) з лазерним нівеліром LP3C Sokkia. Приладом задають переважно цілочислове значення проектного горизонту, наприклад, +12,600 м, і кожний виконавець визначає проектний рівень свого обладнання від лазерної площини за допомогою спеціальної рейки з пересувним фотодетектором або монтажної лінійки.

Для вимірювання великих перевищень використовують підвісну рулетку з вантажем та лазерну рулетку.

Гідростатичне нівелювання. В основу гідростатичного нівелювання покладено принцип, що рівень вільної поверхні рідини у з'єднаних між собою посудинах завжди встановлюється нормально до напрямку сили ваги незалежно від маси рідини і поперечного перерізу посудин. Схему вимірювання перевищення показано на рис. 4.7, де дві посудини висотою l_1 та l_2 з'єднано шлангом, а рівень рідини у цих посудинах відповідає величинам a_1 та a_2 . Тоді перевищення

$$h = (l_1 - a_1) - (l_2 - a_2) = (a_2 - a_1) - MO,$$

де $MO = (l_2 - l_1)$ – місце нуля шкали нівеліра, яке визначається методом двостороннього нівелювання з використанням формули

$$MO = [(a_2 - a_1)' - (a_2 - a_1)"] / 2.$$

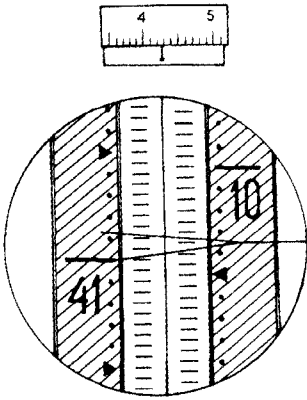


Рис. 4.5. Зміна оцифрування шкали рейки і мікрметра (відлік 1039,27 мм)

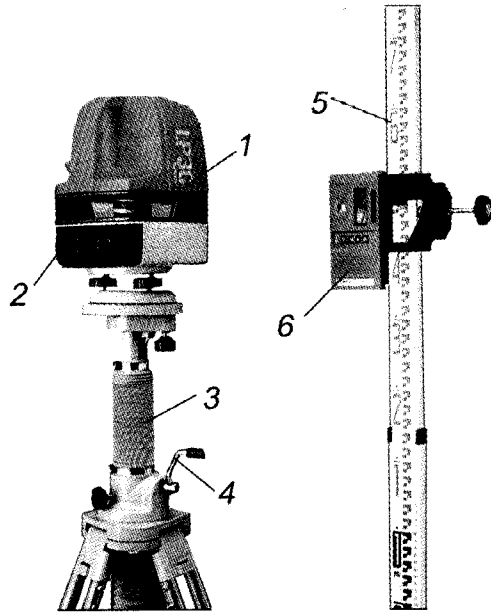


Рис. 4.6. Будівельний лазерний нівелір LP3C Sokkia:
1 – нівелір; 2 – контролер; 3 – підйомна підставка;
4 – ручка механізму; 5 – рейка; 6 – пересувний фотодетектор

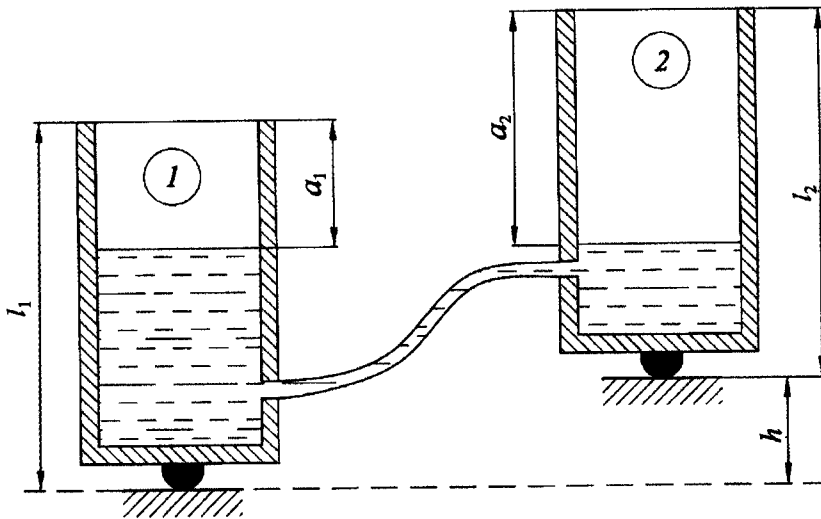


Рис. 4.7. Схема гідростатичного нівелювання

Гідростатичні нівеліри поділяють на технічні (гідрорівні) та прецизійні, які характеризуються похибкою вимірювання перевищення відповідно 1-2 мм та 0,01-0,05 мм. За способом застосування їх розрізняють так:

1) прості моделі нівеліра – будівельні гідростатичні рівні з двома скляними (пластиковими) трубками, з'єднаними шлангом, з відлічуванням рівня рідини з похибкою до 1 мм;

2) високоточні прилади з системами для точної фіксації рівня рідини в посудинах до 0,01 мм;

3) точні та високоточні стаціонарні гідростатичні системи для вимірювання осідань інженерних споруд з похибкою до 0,3-0,5 мм.

У практиці монтажу обладнання найширше застосовується **прецизійний нівелір моделі 115** (рис. 4.8), що складається з двох вимірювальних посудин 1, з'єднаних між собою та з додатковим резервуаром 2 за допомогою двох (водяного і повітряного) гнучких прозорих пластмасових шлангів. Кожна вимірювальна посудина має плоску опорну п'яту 3 для встановлення на нівелювальну поверхню, кран, штуцери для приєднання шлангів, кран з ручкою для перекривання отвору водяного шланга, вікно для спостережень за рівнем рідини, вимірювальну шкалу і гвинтовий мікрометр із контактним вістря́м для вимірювання висоти рівня рідини. Діапазон вимірюваних перевищень ± 25 мм. Ціна поділки вимірювальної шкали посудин 1 мм, а шкали гвинтового мікрометра 0,01 мм. Довжина шланга 10 м, маса приладу 12 кг.

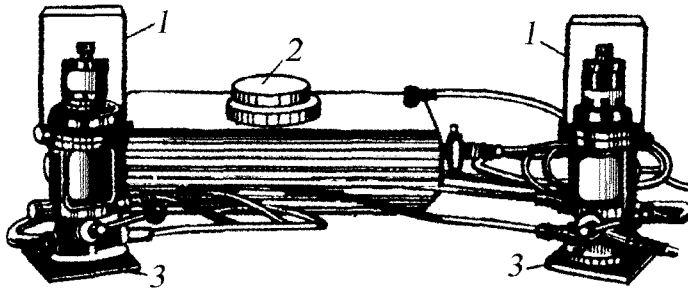


Рис. 4.8. Прецизійний шланговий нівелір моделі 115:
1 – посудина з рукою; 2 – резервуар; 3 – опорна п'ята

Вимірювання перевищень починають після встановлення гідростатичної рівноваги рідини у шланзі та посудинах: опускають мікрометричний гвинт до контакту з меніском рідини і беруть відлік за шкалою мікрометра. В даному нівелірі контакт конічного наконечника з меніском визначається візуально з похибкою 0,01-0,02 мм.

У **гідронівелірі О. А. Назарчука** [107] діапазон вимірюваних перевищень сягає 600 мм. Прилад (рис. 4.9) має дві вимірювальні головки 1 і 3. Перша є переносною (робочою) і встановлюється на контрольних точках, а друга – базова з чотирма вертикальними напрямними – встановлюється на вихідному пункті. По напрямних 4 переміщується гідростатичний стакан 6, з яким жорстко з'єднані рідинний мікрометр 7 та окулярний мікроскоп 5. Мікрометр 7 заповнюється нероз-

чинними рідинами з різною питомою вагою. Він пересувається по напрямних 4 колонки, на якій закріплена рухома штрихова інварна лінійка 8, що дозволяє послабити температурну деформацію бази. Робочі шланги 11 і 12 – більшого і меншого діаметрів – розміщені один в одному. Шланг більшого діаметра поміщено у термозахисний повітряний газовий шланг 2, в якому для забезпечення рівномірної вентиляції робочих шлангів поміщено діафрагми з отворами для вільного руху повітря.

Вимірювання починають з установки обох головок на шліфовану горизонтальну плиту і за допомогою черв'ячної передачі мікроскоп наводять на меніск рідинного мікрометра, підводячи таким чином нуль шкали штрихової лінійки у вихідне положення для відліку перевищень. Експериментально встановлено, що похибка вимірювання перевищень гідронівеліром становить 0,02 мм.

У сучасних моделях для точної фіксації рівня рідини переважно використовують електричний контакт через замикання електричного кола з сигнальною лампочкою. У перспективі можливе застосування мініатюрного лазерного інтерферометра з цифровою індикацією системи відліку до 1 мкм.

Робочими рідинами у гідронівелірах служать: вода з домішкою сольового розчину, формаліну або карболової кислоти, спирт, антифриз тощо.

На точність гідростатичного нівелювання впливають здебільшого такі фактори:

- 1) похибки визначення контакту конуса наконечника з меніском рідини;
- 2) похибки встановлення опори приладу на контрольну поверхню;
- 3) перепади тиску і температури атмосфери, а також локальний вплив на температуру шланга в умовах промислових підприємств;
- 4) порушення рівноваги рідини в системі та ін.

З урахуванням цих основних джерел похибок точність визначення перевищення сягає 0,02-0,03 мм.

Особливо великий вплив мають зовнішні фактори, зокрема температура поверхні укладання шлангів, що вимагає розміщення їх у термозахисних трубах.

Ґрунтовні дослідження з проблем виготовлення гідронівелірів та врахування впливу різних факторів на точність гідростатичного нівелювання виконав професор І. Ю. Васютинський [49, 129]. Згідно з рівнянням гідравліки [94, 49], точність нівелювання залежить від густини рідини і величини атмосферного тиску, який у

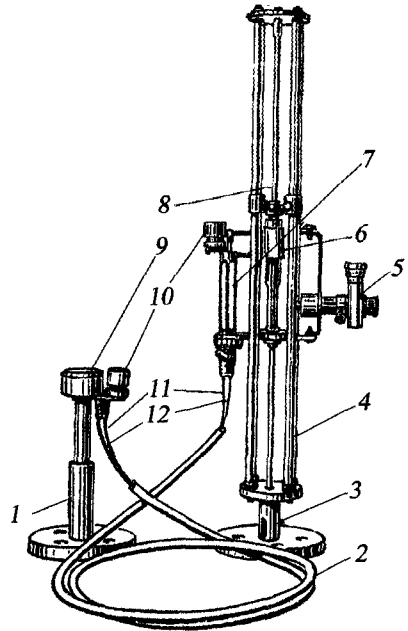


Рис. 4.9. Гідронівелір О. А. Назарчука:

- 1, 3 – опорна і робоча вимірювальні головки;
- 2 – термозахисний шланг;
- 4 – напрямні переміщення робочої головки;
- 5 – окулярний мікроскоп;
- 6 – гідростатичний стакан;
- 7 – рідинний мікрометр;
- 8 – інварна штрихова лінійка;
- 9 – гідрорезервуар;
- 10 – гідроголовки для наближеної установки меніска;
- 11, 12 – з'єднувальні робочі шланги

свою чергу залежить від температури. Тому посудини точних нівелірів з'єднують двома шлангами – рідинним і повітряним, утворюючи замкнену від навколишнього середовища систему, як це зроблено у вказаних вище моделях високоточних гідронівелірів.

Мікронівелювання застосовують при монтажі невеликих напрямних і площин обладнання. Мікронівелірів включає накладний рівень з великою базою (1-1,5 м) і має жорстку раму з двома попарно плоскими або одною і двома сферичними нерухомими опорами на кінцях. У мікронівелірі МПГЛіК одну кінцеву опору виготовлено у формі навідного гвинта, яка з'єднана з годинниковим індикатором, а на рамі розміщено два рівні: поздовжній циліндричний (основний) і поперечний (допоміжний) з цінами поділок відповідно 2-10" і 30'.

При нівелюванні прилад встановлюють на конструкцію, приводять навідним гвинтом рухомої опори бульбашку рівня в нуль-пункт і беруть відлік по шкалі індикатора. Потім переставляють прилад на 180°, знову приводять рівень у нуль-пункт і беруть другий відлік по шкалі індикатора. Напіввізниця цих відліків дає перевищення на станції. За стабільністю півсуми цих відліків (МО приладу) судять про якість нівелювання. Діапазон роботи індикатора (± 5 мм) визначає можливості застосування мікронівеліра. Якщо розмір контрольованої конструкції перевищує базу приладу, то нівелювання виконується послідовно зі станції на станцію (кроковим методом).

Похибка вимірювання перевищення, що залежить від чистоти контрольованої поверхні, точності роботи рівня і годинникового індикатора, виражається залежністю

$$m_h = \sqrt{0,5(m_n^2 + (b\tau/\rho)^2 + m_i^2)},$$

де m_n – похибка чистоти поверхні; b – база приладу; τ – ціна поділки основного рівня; m_i – похибка роботи індикатора.

Досвід переконує, що похибка нівелювання на станції таким приладом становить 0,02-0,05 мм.

Основний недолік цього мікронівеліра – наявність циліндричного рівня, що знижує точність і продуктивність вимірювань. Якщо в приладі замість циліндричного використати електронний двовісний рівень [68], тоді точність вимірювання перевищень може зрости втричі. Розроблений у Китаї, рівень нагадує сферичний рівень, верхня кришка якого являє собою плоско-вгнуту лінзу високої якості, на якій наплавлено чотири симетричних і однакових електроди із платини (рис. 4.10, а, б). На дні рівня, заповненого електропровідною рідиною, розміщено загальний електрод, а простір між рідиною і чотирма електродами заповнено повітрям (бульбашка). Якщо корпус рівня відхиляється від вертикалі, наприклад, праворуч (див. рис. 4.10, в), то площа покритих повітрям взаємно симетричних електродів стає різною, внаслідок чого змінюється опір у замкнутій мостовій схемі, яка включає генератор, магазин еталонних опорів, підсилювач, фотодемодулятор, аналого-цифровий перетворювач, мікропроцесор і дисплей. За вимірною зміною опору ΔR , як функцією зміни зміщення бульбашки рівня на величину Δl_i та геометричними параметрами корпусу рівня визначається зміна кута відхилення осі рівня від вертикалі:

$$\sin \Delta\theta = \frac{\Delta R_i}{R_0 r (0,5 + l \sin \beta / L)},$$

де R_0 – еталонний опір; l – розмір електродів; r, L, β – лінійні та кутовий розміри ампули рівня.

Приведення рівня в нуль-пункт контролюється врівноваженням напруги у мостовій схемі. Точність рівня 0,1", частота електричного струму 10 Гц, період реєстрації даних ≈ 2 с. Експериментальними дослідженнями встановлено, що амплітуда зміни показань рівня становить 0,7". Крім контролю плавності руху супорта верстата по напрямних, рівень було застосовано для контролю коливань телевежі, багатоповерхових будинків тощо.

Тригонометричне нівелювання.

Перевіщення визначають за виміряною похилою відстанню (або горизонтальним прокладенням) і зенітним кутом або кутом нахилу:

$$h = D \cos z + I - V + f = stgv + I - V + f;$$

$$f = \frac{(1-r)s^2}{2R \sin^2 z},$$

тут D, s – похила відстань і відповідне їй горизонтальне прокладення; z, v – зенітний кут та кут нахилу лінії; I, V – висоти приладу і візирної марки; f – сумарна поправка за кривину Землі та рефракцію; r – коефіцієнт рефракції (середнє значення $r = 0,13$).

Тригонометричне нівелювання з безрефлекторними електронними тахеометрами набуває широкого застосування для визначення висотного положення різноманітних конструкцій при будівництві та експлуатації інженерних споруд, контролі технологічного обладнання, а також при дослідженнях деформаційних процесів тощо. Для винесення проектних точок у природу застосовується спосіб редукування, коли спочатку визначається позначка наближеної точки, а потім за різницею проектної і фактичної позначок – висотна редукація. Таким же способом, але з дещо меншою точністю, можна виносити в природу проектну позначку GPS-нівелюванням.

Докладно способи і точність тригонометричного нівелювання описано у гл. 1.

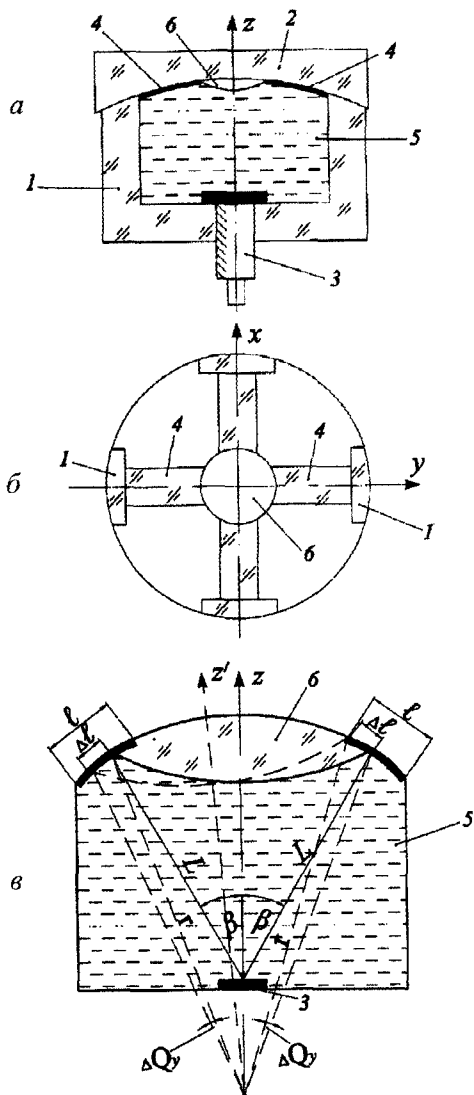


Рис. 4.10. Схема електронного рівня:

a – вигляд збоку; *б* – вигляд зверху;

в – принцип дії;

1 – корпус; *2* – кришка; *3,4* – платинові електроди;

5 – електропровідна рідина; *6* – бульбашка

4.5. Побудова створу

Створ – це прямокутна площина в точці для заданого напрямку. В інженерно-геодезичній практиці розрізняють такі способи побудови створу: простий оптичний, оптико-мікрометричний, рухомої марки, малих кутів, біполярної і коротко-базисної засічок,

У **простому оптичному способі** створ задають теодолітом, тахеометром або алініометром (візирним приладом, що має зорову трубу великого збільшення, пристрій для примусового центрування на геодезичних знаках і прецизійний накладний рівень). Похибка m_q вимірювання нестворності цим способом визначається за формулою

$$m_q = \sqrt{m_1^2 + m_2^2 + \left(\frac{S30''}{V\rho}\right)^2} + m_b^2 + m_\phi^2,$$

де m_1, m_2 – похибки центрування приладу і візирної марки на кінцевих пунктах створу; V – збільшення зорової труби; S – відстань від теодоліта до точки; m_b – похибка відліку зміщення, наприклад, по шкалі лінійки (марки); m_ϕ – похибка установа марки (або фіксації створної точки).

При використанні теодоліта типу Т2 або Т5 з оптичним центром похибки при $m_1 = m_2 = 0,4$ мм, $m_b = 0,1$ мм (лінійка з міліметровими поділками) і $m_\phi = 0,2$ мм одержимо: $m_q = 0,63$ мм. Для підвищення точності вимірів треба теодоліт і візирну марку примусово центрувати на кінцевих пунктах створу, тоді $m_1 = m_2 = 0,05 - 0,10$ мм і похибка m_q зменшується вдвічі. Оскільки конструктивно вирішити цю задачу в теодолітах важко, на практиці часто користуються алініометрами і приладами вивіряння співвісності (типу ППС-11).

У **способі оптико-мікрометричного створу** використовують оптичний мікрометр (насадку скляної плоскопаралельної пластинки на об'єктив зорової труби теодоліта) для вимірювання малого відхилення (5-10 мм) точки від створу подібно до того, як виконується прецизійне нівелювання. Похибка вимірювання відхилення q від створу на відстані до 100 м становить: $m_q = 0,03 + 0,005S_m$ у міліметрах без врахування похибки центрування приладу (S_m – відстань до точки у метрах).

У **способі рухомої марки** шукане зміщення створної точки визначають за шкалою візирної марки з індексом, встановленою у втулку триножника геодезичного знака, яка вводиться у створ зорової труби оптичного приладу за допомогою мікрометричного гвинта (рис. 4.11). Діапазон вимірювання зміщень, як правило, залежить від розмірів мікрометричного гвинта і переважно не перевищує 20-30 мм. Для підвищення точності відліковий індекс замінюють механічним мікрометром або індикатором. Точність способу аналогічна попередньому.

У **способі малих кутів** (рис. 4.12, а) нестворність визначають за вимірним у початковому пункті створу горизонтальним кутом γ між напрямками на створну точку і другий кінцевий пункт створу та відстанню S до створної точки. Зміщення та похибка його визначення будуть такими:

$$y = S \sin \gamma \approx S\gamma / \rho; \quad m_y = y \sqrt{\left(\frac{m_S}{S}\right)^2 + \left(\frac{m_\gamma}{\gamma}\right)^2} \approx \frac{Sm_\gamma}{\rho},$$

де m_S/S – відносна похибка відстані, яку без втрати точності вимірів можна взяти рівною $m_\gamma/3\gamma$.

Для $y = 100$ мм і $m_\gamma = 0,1$ мм похибка вимірювання відстаней не повинна перевищувати $1/3000$.

Малий кут можна вимірювати теодолітом або зоровою трубою, що має окулярний мікрометр (алініметр). Дослідженнями встановлено, що скп вимірювання малих кутів сучасними теодолітами становить менше $0,5''$.

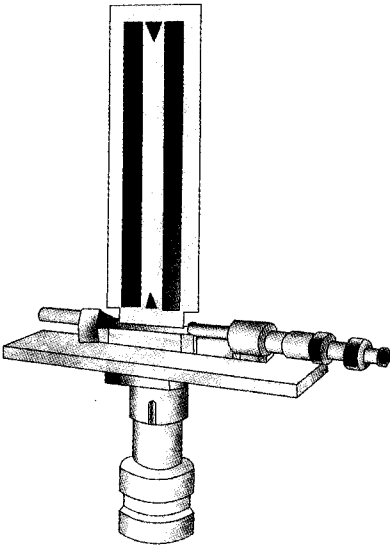


Рис. 4.11. Рухома марка з мікрометром

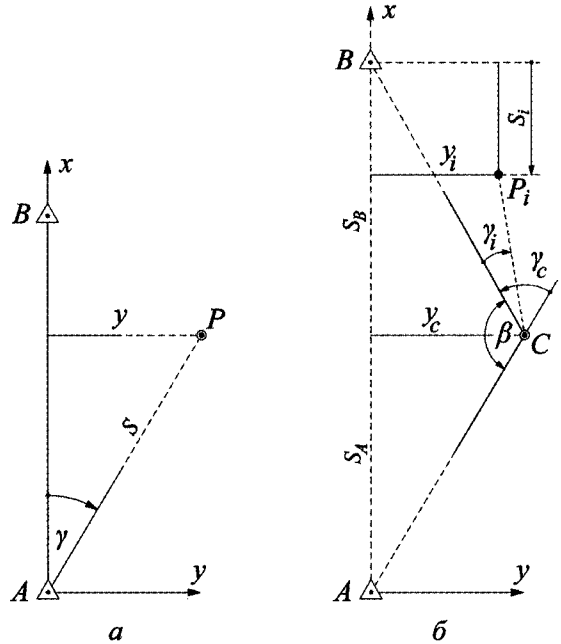


Рис. 4.12. Побудова створу способами малих кутів:
а – простий; б – ускладнений

Побудову створу способом малих кутів використовують тоді, коли довгий створ діляться на частини, наприклад, при відсутності оптичної видимості вздовж усього створу, а також коли кінцеві пункти створу недоступні для встановлення теодоліта. Нестворність будь-якої проміжної точки C створу (рис. 4.12, б) визначають способом біполярної засічки і обчислюють за формулою

$$y = \frac{S_1 S_2}{S_1 + S_2} \sin \gamma; \quad \gamma = \beta - 180^\circ,$$

де β – виміряний у цій точці лівий по ходу тупий кут між напрямками на початковий і кінцевий пункти створу; S_1, S_2 – довжини напрямків; γ – кут нестворності.

Похибка нестворності обчислюється за формулою [13]

$$m_y = \frac{S_1 S_2 m_\beta}{(S_1 + S_2) \rho}$$

Модифікація цього способу (рис. 4.12, б) надзвичайно ефективна для вимірювання нестворності недоступних точок P_i видовжених конструкцій згідно з формулою

$$y_i = \frac{S_i}{S_B} y_C + (S_B - S_i) \sin \gamma_i,$$

де y_C – ордината (нестворність) станції спостережень стосовно створу AB ; S_B, S_i – вимірні наближені відстані до точки; γ – вимірний кут нестворності. Цей спосіб знайшов застосування при визначеннях деформацій колій підвісних кранів (див. гл. 13).

У випадку, коли вимірювання зазначених вище відстаней S_1, S_2 утруднене або неможливе, можна скористатися **короткобазисним способом** побудови створу,

при якому вимірюють два кути нестворності γ_1, γ_2 у двох поруч розташованих станціях C_1, C_2 та відстань b – базис між ними (рис. 4.13). Базис розташовують перпендикулярно до передбачуваного напрямку створу AB . Нестворності та їх похибки визначають за формулами

$$y_1 = b \frac{\gamma_1}{\gamma_1 - \gamma_2}; y_2 = b \frac{\gamma_2}{\gamma_1 - \gamma_2};$$

$$m_y = y \sqrt{\left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \left(\frac{m_\beta}{\gamma \sqrt{2}}\right)^2}.$$

Якщо y додатне, то контрольована точка знаходиться праворуч від створу AB , а якщо від'ємне – ліворуч. Алгебраїчна різниця зміщень $y_2 - y_1 = b$ служить контролем обчислень. Межі допустимості застосування цих формул залежать від необхідної точності визначення зміщень і неперпендикулярності базису до створу, тобто величини кута $\Delta\theta = \theta - 90^\circ$ (табл. 4.3). Для забезпечення високої точності вимірювань базис визначають лінійкою з міліметровими поділками, центруючи над нею теодоліт і визначаючи довжину базису за різницею відліків по шкалі за допомогою оптичного центра.

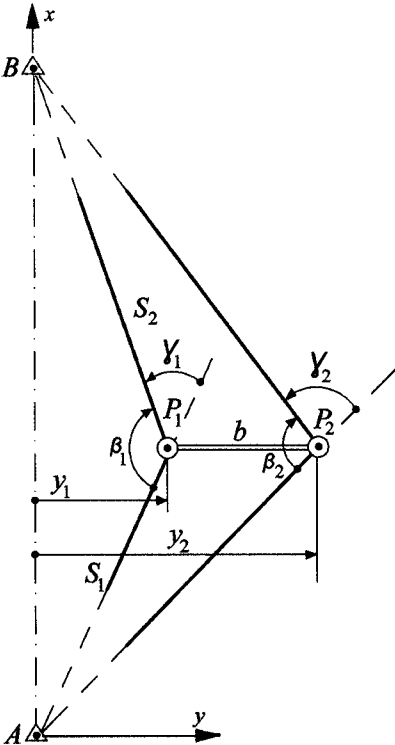


Рис. 4.13. Короткобазисний спосіб побудови створу

метровими поділками, центруючи над нею теодоліт і визначаючи довжину базису за різницею відліків по шкалі за допомогою оптичного центра.

При вимірюванні шуканих відстаней безрефлекторним тахеометром спосіб можна використовувати для контролю вимірних нестворностей.

Таблиця 4.3

Вимоги до короткобазисного створу

m_q / q	Допустимі величини в градусах	
	$\gamma_{\text{доп}}$	$\Delta\theta_{\text{доп}}$
1/10	16,2	4,0
1/20	11,5	2,8
1/50	5,2	1,8
1/100	5,1	1,3
1/200	3,6	0,9
1/500	2,3	0,6

4.6. Побудова прямовисного напрямку

Прямовисний напрямок (вертикаль) використовують для контролю вертикальності конструктивних елементів споруд та обладнання (колон, стін, панелей) і передачі осей на монтажний горизонт. Для його побудови застосовують способи механічної та оптичної вертикалей.

4.6.1. Способи механічної вертикалі

Механічну вертикаль задають прямим і зворотним висками. Прямий висок підвішують на сталевій або капроновій нитці діаметром 0,5-1 мм. Маса виска має бути не більше половини розривного зусилля нитки. У довгих висках для гасіння коливання важка його занурюють у посудину з моторною чи трансформаторною оливою.

У зворотному (сторчковому) виску точка кріплення нитки (якір) розташована внизу, а важок замінено поплавцем, який розміщується в камері – вгорі (рис. 4.14). Висок зазвичай вміщують у захисну трубу (кожух) 12 з отворами для доступу до струни під час вимірювань на різних ярусах по вертикалі. У ванні 4 розміщують поплавець 3 із трубкою 5, за допомогою якої він кріпиться до поперечини 6 хрестовини, що утримує чотири рівновіддалених від центра поплавці. У центрі поміщено марку 10 з перехрестям для позначення центра виска, яка використовується для центрування приладів або виконання вимірювань. Знизу до хрестовини співвісно з маркою прикріплено шток 2

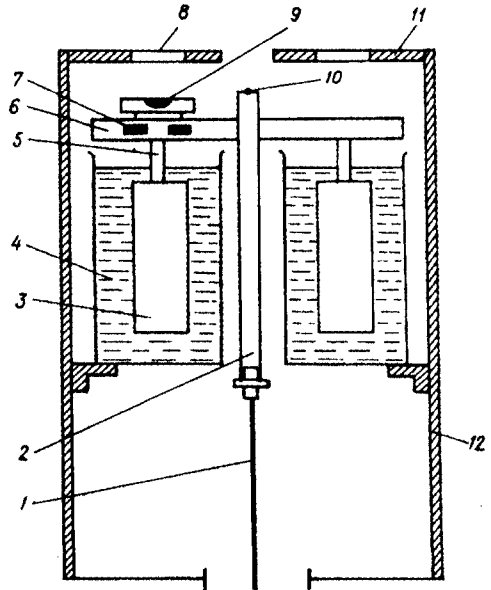


Рис. 4.14. Сторчковий висок

і з'єднану з ним струну (дріт) 1. На хрестовині закріплено два рівні 9 і чотири регульовальні важки 7, що використовуються для встановлення виска у робоче положення. Зверху корпус закривається кришкою 11 з оглядовими вікнами 8.

Описана конструкція сторчкового виска є стаціонарною і може використовуватися для закріплення осей видовжених технологічних ліній, фундаменти яких розміщені на слабких ґрунтах і не пов'язані з якорем виска.

Такі виски широко застосовуються при спостереженнях за деформаціями гідротехнічних споруд, їх основ (підвалин), за стабільністю гірських порід. Уперше висок використали у 50-х роках минулого століття під час будівництва синхрофазотрона Європейського центру ядерних досліджень (CERN) у Женеві [102]. Він являв собою свердловину, на дні якої за допомогою якоря закріплювалася інварна дротина. Верхній кінець дротини кріпився до пустотілої мідної кулі – поплавка, який вільно плавав у резервуарі, заповненому водою. Невдовзі у Москві проф. М. С. Муравйов розробив конструкцію “сухого” сторчкового виска, замінивши кульковий поплавок тороїдальним, розміщеним у кільцевому резервуарі з рідиною без заповнення нею свердловини, який знайшов застосування на будівництві Серпуховського синхрофазотрона, Братської, Красноярської, Нурецької, Київської та інших ГЕС. Оскільки деформації основ споруди від навантаження (маси греблі та водоймища) змінюються із глибиною, то сторчкові виски часто закладають групами по два-чотири з якорями на різних глибинах. Діаметр струни виска 0,6-1,5 мм, натяг 15-30 кгс, точність вимірювання відхилень 0,1 мм.

На Київській ГАЕС закладено сторчкові виски типу СОВМ-2, які включають: центрир, циліндричний рівень, мікроскоп, інструментальний столик, рухому марку і висотомір. За даними багатолітніх досліджень висків похибка визначення горизонтального зміщення становить 0,6 мм, а похибка передачі позначки 0,1-0,3 мм на висоту 50 м [124].

Самоцентрувальна візирна марка-рефлектор. Переносну модель сторчкового виска застосовано для створення самоцентрувальної візирної марки з рефлектором кругового огляду (рис. 4.15). Марка складається з полегшеного штатива 2 з телескопічними ніжками, циліндричного телескопічного стояка 11, у нижній кінець якого угвинчено якір 13 з конічним виступом 14 і отвором 1. У цей отвір входить струна 3, верхній кінець якої з'єднано з кільцевим поплавцем 4, що несуть візирну марку 6 і вміщені у заповнену рідиною невилитну круглу посудину 9, накриту прозорим ковпачком 5. На стояку укріплено сферичний рівень 10 і затискний гвинт 12 для фіксації струни, а на марці – трипельпризму 7 кругового огляду для вимірювання відстаней. Для контролю допустимого відхилення стояка марки від вертикалі до оправи трипельпризми прикріплено електроконтакти 8 світлової індикації.

При вимірюваннях кутів і відстаней в отвір центра геодезичного знака вставляється конічний виступ якоря, розташованого в дні стояка 11, і за допомогою полегшеного штатива 2 стояк 11 встановлюється приблизно в прямовисне положення з контролем по сферичному рівню 10. У цьому положенні візирна марка з рефлектором розташовується в робочій зоні поплавця, з'єднаного зі струною і вістрям конічного виступу, чим забезпечується висока точність центрування візирної марки і відбивача над пунктом візування. Для зміни висоти візирної марки над землею, наприклад, за умовами видимості, змінюється довжина телескопічного стояка з одночасним регулюванням довжини струни, яка фіксується затискним гвинтом 12.

Такі марки доцільно застосовувати в процесі побудови інженерно-геодезичних мереж у напівзакритій місцевості, а також при спостереженнях за деформаціями інженерних споруд по марках, укріплених на конструкціях, які піддаються нахилу. Саме такі умови виникли при спостереженнях за деформаціями на об'єкті "Укриття" ЧАЕС за контрольними марками покрівлі центрального і машинного залів, які розміщені на вертикальних стояках і відхиляються від вертикалі внаслідок нерівномірної (сезонної) температурної деформації дахових конструкцій.

Похибка побудови вертикалі простим виском становить 2-5 мм, а з рідинним демпфером (прямим і зворотним) – 0,21 мм.

Для перевірки вертикальності колон при будівельно-монтажних роботах використовують рейку з виском і рейку з рівнем. **Рейка-висок** являє собою Т-подібний вертикальний стояк довжиною 1-2 м із трьома упорами, на осі якого за допомогою нитки підвішено висок. У нижній частині стояка нанесено індекс, за яким визначається вертикальне положення ребра рейки. На рейці з рівнем останній закріплюється так, щоб його дотична до нуля-пункту (вісь) була перпендикулярна до осі рейки.

Якщо рейку-висок прикласти до вертикальної площини панелі, то нитка виска повинна збігтися з індексом на стояку. Для захисту від вітру нитку вміщують у трубу, роблячи відкритим для спостережень тільки ту частину, що прилягає до індексу. У геометричному відношенні для рейки-виска має виконуватися одна умова: лінія, що з'єднує контактні упори, повинна бути паралельна до нитки виска.

Рейка-рівень конструктивно близька до рейки-виска, але в ній датчиком вертикалі є циліндричний рівень (звичайно використовується Т-подібний або блок із двох рівнів). Вісь кожного рівня повинна бути перпендикулярна до лінії, що з'єднує центри симетрії нижнього і верхнього упорів. Для перевірки рівнів користуються контрольною площиною. Однак більш ефективна рейка з реверсивним рівнем, перевірку і юстировку якого можна здійснювати на місці робіт при перестановці рейки на 180°, тобто при зміні положення упорів. Юстирування виконують переміщенням бульбашки на половину дуги відхилення.

Для контрольних операцій ефективніші рейки з двома взаємно перпендикулярними рівнями, один з яких використовується для контролю вертикальності, а другий – для перевірки горизонтальності конструкцій. Довжина рейок 1, 1,5, 2 і 3 м.

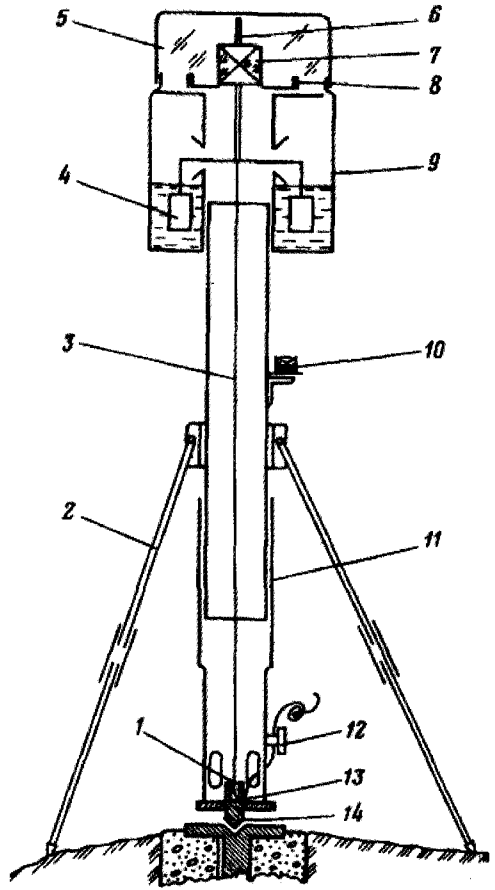


Рис. 4.15. Самоцентрувальна візирна марка

За ціною поділки рівня визначають точність робіт, яка найбільше залежить від шорсткості поверхні конструкції, що контактує з упорами. Практика показує, що при роботі з зазначеними пристроями відносна похибка встановлення "чистих" металевих конструкцій по вертикалі складає 1/2000-1/5000 (для контролю встановлення залізобетонних конструкцій необхідно підвищувати вимоги до точності їх формування — до 0,2 мм/м). Відстань між марками повинна бути якомога більшою, щоб користуватися рейкою-рівнем довжиною 3-4 м (ціна поділки рівня до 40").

Дуже перспективними є рейки з рівнем і мініатюрним лазерним візором (світлодіодом) з рідинним компенсатором світлової вертикалі. Для контролю вертикальності колони при монтажі рейка прикладається до колони. На верху колони способом опоясування закріплюється марка і колона в кондукторі нахилиється так, щоби вертикальний лазерний промінь попав у центр марки. Аналогічно перевіряють вертикальність колони по другій грані.

4.6.2. Спосіб оптичної вертикалі

Спосіб базується на використанні приладів вертикального проєціювання типу PZL-100 (сучасна назва FG-L100, ФРН). Прилад складається з корпусу з зоровою трубою і підставки з оптичним центриром (рис. 4.16). У зоровій трубі (рис. 4.17) розташовано об'єктив із захисною пластинкою, фокусувальна лінза, підвішена на шарнірі трикутна призма компенсатора нахилу, відхильна трикутна призма, сітка ниток і окуляр. Із зовнішнього боку на корпусі розміщено циліндричний рівень, перпендикулярний до колімаційної площини труби, та сферичний рівень.

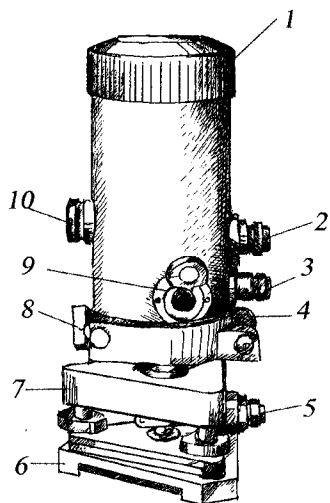


Рис. 4.16. Загальний вигляд
зеніт-приладу FG-L100:

1 – об'єктивна частина; 2 – окуляр; 3 – відліковий мікроскоп горизонтального круга; 4 – циліндричний рівень; 5 – оптичний центрир; 6 – головка штатива; 7 – підставка; 8 – затискний гвинт; 9 – дзеркало ілюмінатора; 10 – фокусувальний гвинт

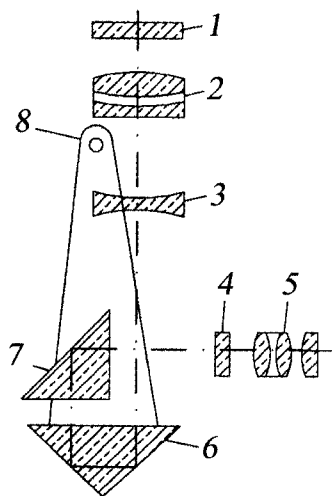


Рис. 4.17. Оптична схема
приладу FG-L100:

1 – захисна пластинка; 2 – об'єктив; 3 – фокусувальна лінза; 4 – сітка ниток; 5 – окуляр; 6 – призма компенсатора; 7 – відхильна призма; 8 – шарнір компенсатора

Перший рівень застосовують для точного центрування приладу над точкою, а другий (допоміжний) – для швидкого приведення компенсатора в робоче положення з похибкою до $\pm 10'$, мінімальна висота візування трубою становить 1,5 м, чим ускладнюється передача точок на один поверх. Для контролю робочого положення труби стосовно об'єкта спостережень прилад має скляний горизонтальний круг з відліковим мікроскопом (точність відліку кута $1'$).

Необхідно підкреслити, що компенсатор типу PZL-100 стабілізує лінію візування труби тільки в одній площині — колімаційній (лінії візування) і тому приладом визначається не прямовисна лінія, а тільки площина, у якій вона розташована, тобто прямовисна лінія утворюється внаслідок перетину двох взаємно перпендикулярних колімаційних площин. Отже, добре від'юстованим приладом вона визначається двома основними відліками a_0 і a_{90} , а інші два — a_{180} і a_{270} — контрольні. Очевидно, що на одній висоті розміщення палетки різниці між основним і контрольним відліками повинні бути близькими, в межах точності відліку. Крім того, прилад обмежений можливістю спостережень в надир, що не дозволяє оперативно і точно перевіряти й контролювати оптичний центр.

Зазначені недоліки значною мірою враховані в зеніт-надирному приладі високоточного вертикального проєціювання (ПВВП), розробленому в ЦНДІГАіК (Москва), який малими серіями випускав завод "Арсенал" (Київ). Оптична схема приладу складається з двох незалежних оптичних блоків-каналів (рис. 4.18) — верхнього і нижнього 1, 2(11), 3(10), 4(9), 5(8) зі спільною призмою-перемикачем 6 і окуляром 7. Горизонтальне двостороннє дзеркало 1, яке підвішено на чотирьох торсіонах, виконує одночасно роль компенсатора нахилу приладу і фокусувальної лінзи при пересуванні компенсатора вверх-вниз.

Верхній і нижній паралельний пучок променів, що йдуть від об'єкта спостережень, проходить об'єktiv 2(11) і, огинаючи призму 3(10), падає на двостороннє дзеркало компенсатора 1, потім, відбиваючись від нього, скеровується через призму 3(10) на сітку ниток 4(9), а звідти — за допомогою блока передавальної оптики 5 і 6 — в окуляр 7. Таким чином, прилад дозволяє виконувати передачу точок по вертикалі в зеніт і надир на робочий ярус. Юстування двох візирних осей приладів відбувається за допомогою сіток ниток 4(9).

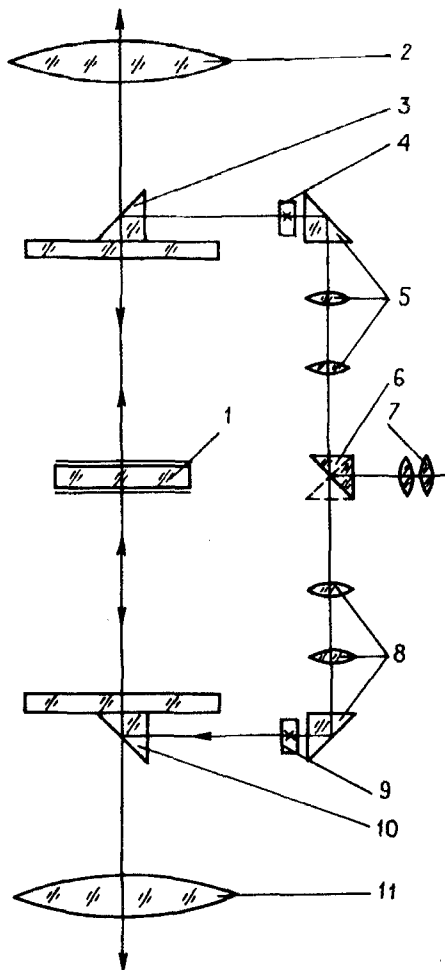


Рис. 4.18. Оптична схема ПВВП

Технічні характеристики приладу ПВВП

Збільшення зорової труби, крат.....	35
Поле зору труби, градус	1
Діаметр вільного отвору об'єктива, мм.....	55
Діаметр вихідної зіниці, мм.....	1,24
Ближня межа візування, м.....	1
Ціна поділки циліндричного рівня (на 2 мм), кут. с.....	30
Гранично допустимий нахил приладу, мін.....	± 10
Похибка компенсації візирного променя, кут. с.....	$\pm 0,5$
Чутливість компенсатора, кут. с.....	$\pm 0,2$
Маса приладу, кг.....	6

Технічні переваги ПВВП: 1) побудова вертикалі при одному положенні приладу, 2) висока точність вимірювань, 3) можливість використання оптики для дублювання візирної осі лазерним променем та доповнення зовнішнім мікрометром для прецизійних вимірювань.

На основі моделі ЦНДГ АіК ДНВП “Пошук” (м. Вінниця) випускає спрощену конструкцію **зенітного ПВП** для масових робіт у будівництві, в основу якого покладено верхню частину ПВВП, а нижню замінено оптичним центриром. Загальний вигляд приладу наведено на рис. 4.19. Ефективне доповнення приладу – пентагональна насадка на оправу об'єктива для виконання нівелювання в умовах будівництва. Збільшення труби $22\times$; діапазон роботи приладу – 0,8-50 м; відносна похибка передачі пунктів на робочий горизонт – $1:20\,000$ або $m_p = 0,5 + 0,05H$; скп подвійного нівелювання на 1 км ходу – 8 мм; маса – 1,4 кг.

Конструкцію зеніт-надирного ПВП з рідинним компенсатором, який функціонально виконує роль плоского дзеркала компенсатора у ПВВП, наведено на рис. 4.20. Для спрямування зенітного візирного променя в надир використовується відкидна трапецеїдальна призма. В оптичну схему приладу включено лазерний світлодіод з оптичним блоком для дублювання лінії візирної осі лазерним променем. Такі системи можна використовувати в лазерних площиновказках [25].

Для контролю вертикальності й передачі координат пунктів по вертикалі на вищій монтажній горизонт прилад центрують над вихідним пунктом і нівелюють. У верхній частині контрольованого об'єкта (на перекриттях будинку, на колонах і т. п.) закріплюють координатну палетку із сіткою, нанесеною на пластинці з оргскла розміром $150\times 150\times 5$ мм або діаметром 150 мм (рис. 4.21). Поділки з інтервалом через 10 мм оцифровано від 2 до 16 см на осі абсцис і від 23 до 35 см на осі ординат. Центральній точці палетки надано координати відповідно 10 і 30 см, що спрощує обчислення відхилень від вертикалі при контролі установки конструкцій.

Оскільки точність відліку по шкалі палетки залежить від висоти, то у виробництві застосовують палетки різної роздільності (5, 10 і навіть 20 мм). Більша частота оцифрування шкал потрібна на малих висотах. Координати на шкалах палетки визначають окомірно з похибкою до 0,1 інтервалу поділок, тобто до 1 мм. Для підвищення точності відліку застосовують оптичний мікрометр. У затемнених місцях доцільно користуватися палетками з підсвіткою (рис. 4.22) [34].

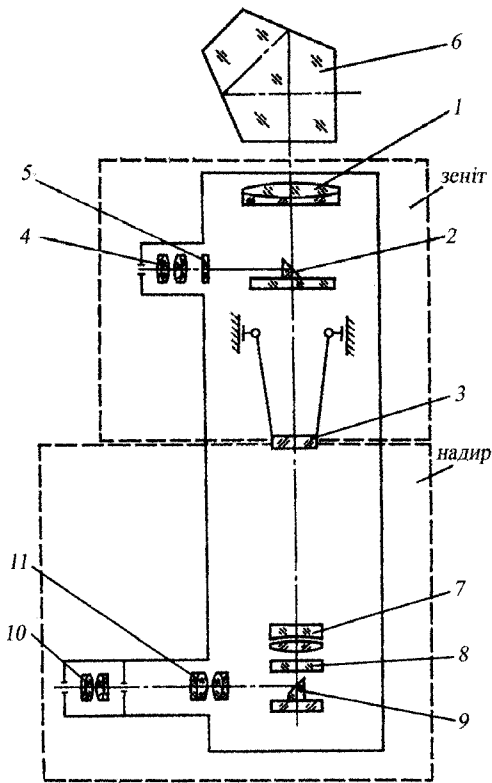


Рис. 4.19. Зенітний ПВП ДНВП "Пошук":
 1 – об'єктив; 2 – призма на прозорій пластинці;
 3 – підвісне дзеркало компенсатора; 4 – окуляр;
 5 – сітка ниток; 6 – пентапризма (насадка);
 7 – об'єктив; 8 – сітка ниток; 9 – призма на прозорій пластинці; 10 – окуляр; 11 – лінзова система перенесення зображення

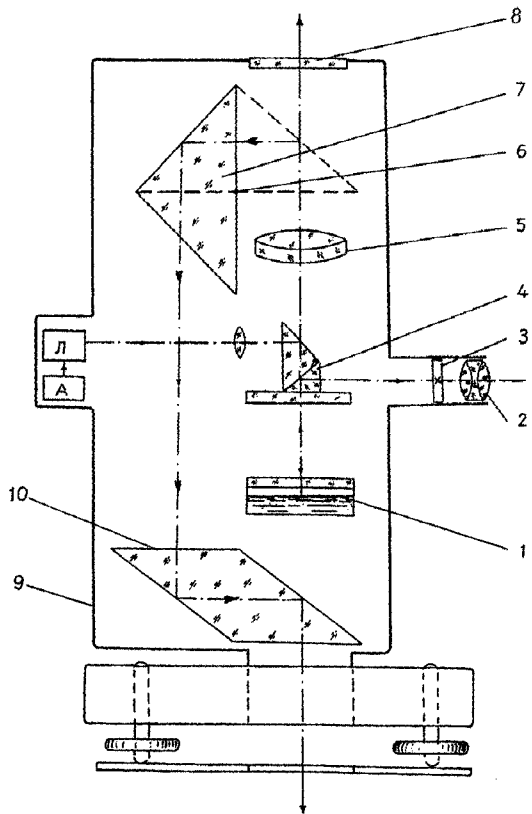


Рис. 4.20. Зеніт-надирний прилад з рідинним компенсатором:
 1 – компенсатор; 2 – окуляр; 3 – сітка ниток;
 4 – світлодіяльна призма; 5 – об'єктив; 6 – шарнір повороту і призма; 7, 8 – захисне скло; 9 – корпус приладу; 10 – ромбопризма

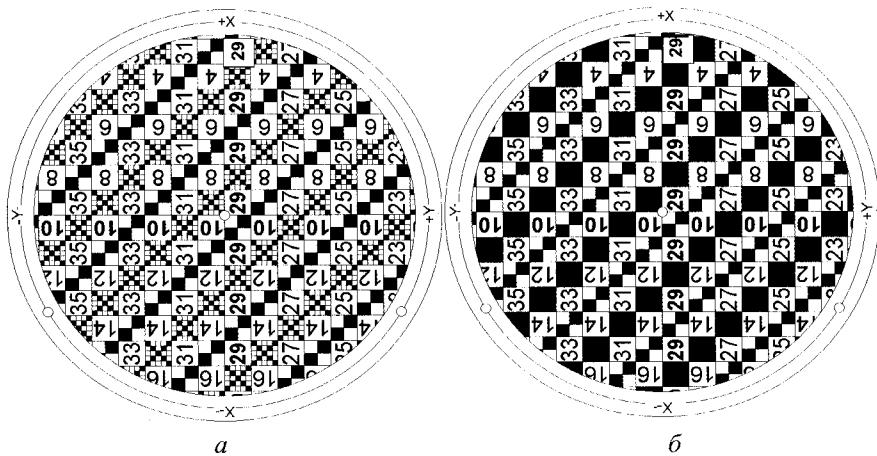


Рис. 4.21. Координатні палетки різної роздільності:
 а, б – комбінація поділок розмірами 5-2 і 10-5 мм

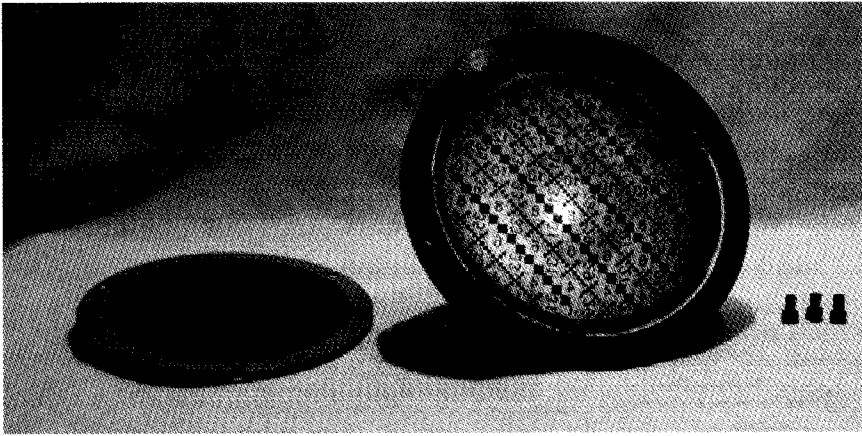


Рис. 4.22. Палетка з підсвіткою

Спосіб закріплення палетки в зенітному отворі перекриття відображено на рис. 4.23. Для однозначного встановлення палетки у ній робиться три отвори діаметром 4-5 мм, які утворюють рівнобедрений трикутник, чим забезпечується можливість повторного використання даних вимірювань для контролю передачі координат і періодичного визначення крену.

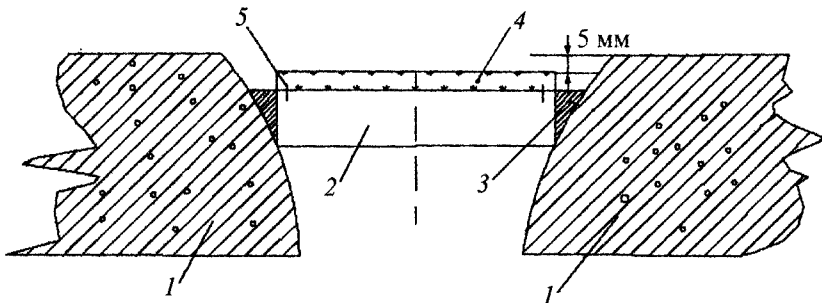


Рис. 4.23. Розміщення палетки в ярусному отворі:
 1 – бетонна плита перекриття; 2 – опорне кільце; 3 – цементация кільця;
 4 – координатна палетка; 5 – фіксатор палетки

На закінчення зазначимо, що передачу пункту на робочий горизонт можна вести і **тахеометром** (візуально або лазером) при вертикальному положенні його зорової труби за *MZ* з використанням окулярної насадки. Крім того, враховуючи можливість точного приведення осі тахеометра у прямовисне положення, ним у двох пунктах можна побудувати прямовисні площини, які перетинаються під прийнятним кутом засічки. При цьому тахеометри або теодоліти спочатку наводять на вихідну точку P_0 , а потім передають її способом колімаційної площини на робочий горизонт, фіксуючи там дві риски на кожній із площин. Шукана точка P визначається на перетині двох ліній, заданих рисками. Похибка визначення точки m_p становить:

$$m_p = \frac{\sqrt{m_1^2 + m_2^2 + m_\Phi^2}}{\sin \gamma},$$

де m_1, m_2 – похибки побудови площин; m_{ϕ} – похибка фіксації риски; γ – кут між площинами (похибки центрування теодолітів за малістю впливу не враховуються).

4.6.2.1. Точність вимірювань приладами вертикального проєціювання

Похибка способу вертикального проєціювання приладом визначається за формулою

$$m_P = \sqrt{m_{\text{ц}}^2 + \left(\frac{H60''}{V\rho}\right)^2 + m_{\text{в}}^2 + m_{\text{зн}}^2 + m_{\phi}^2},$$

де H – висота візування; V – збільшення труби ($V = 31,5 \times$); $m_{\text{ц}}, m_{\text{в}}, m_{\text{зн}}, m_{\phi}$ – похибки центрування приладу, відліку по шкалі палетки, впливу зовнішніх умов і фіксації точки на палетці.

Другий член підкореневого виразу поєднує в собі двократні похибки роботи компенсатора і візування приладом.

На практиці замість складових похибок доцільно користуватися експериментальним рівнянням регресії похибки (у міліметрах) [126]:

$$m_P = 0,27 + 0,0141H,$$

де H – висота візування у метрах.

Досвід роботи з приладом PZL-100 переконує, що основними в ньому є похибки відліку по шкалі палетки і центрування над пунктом. Але якщо прилад забезпечити оптичним мікрометром, то похибка передачі пункту на висоту H зменшується до величини [13]

$$m_P = 0,36 + 0,0013H.$$

Перший член останніх двох виразів практично являє собою похибку центрування приладу над пунктом. Якщо ж застосувати примусове центрування приладу з оптичним мікрометром (це дуже важливо при монтажі та дослідженні деформацій конструкцій технологічного обладнання), то величина першого члена останньої формули зменшується до 0,06 мм.

Таким чином, застосування примусового центрування й оптичного мікрометра в приладах типу PZL-100 дозволяє підвищити точність передачі координат по вертикалі і вимірювань кренів більше ніж у 10 раз.

Передачу пунктів на яруси приладами вертикального проєціювання можна здійснювати **наскрізним і послідовним способами**. Вибір способу має велике значення при монтажі висотних споруд, ліфтів, устаткування промислових комплексів тощо. Якщо в першому способі передачу виконують відразу на всю висоту H , то в другому — послідовно: спочатку на висоту h_1 , де фіксується проміжний пункт і встановлюється на ньому прилад, потім звідти на висоту h_2 і т. д.; при цьому

$$\sum_{i=1}^n h_i = H, \text{ де } n \text{ – кількість послідовних передач. При } h_1 = h_2 = \dots, h_n = H/n \text{ запи-$$

шемо техніко-економічну умову дії похибок:

$$F = (a + bH/n)\sqrt{n} - (a + bH) \geq 0,$$

де a, b – коефіцієнти рівняння регресії похибок приладу. Тут перший член формули являє собою похибку при послідовній передачі точки на робочий горизонт, а другий – при наскрізній. Оптимальна кількість передач, отримана із дослідження на максимум функції F , дорівнює [13]

$$n = \frac{bH}{a}.$$

Таким чином, вибір методики передачі координат по вертикалі залежить від точнісних характеристик приладу. Якщо $n=1$, то наскрізна передача буде точнішою від послідовної. При використанні приладу PZL-100 без оптичного мікрометра для $H = 50$ м відповідно до вказаної формули одержимо: $n = 2,6 \approx 3$, тоді як застосування оптичного мікрометра для цієї висоти підтверджує доцільність наскрізної передачі.

Зауважимо, що використання ПВП поблизу стін нагрітих будинків і споруд може призводити до відхилення візирного променя, зумовлене впливом бокової рефракції внаслідок різниці температур стіни та прилеглого до неї шару повітря. У літній період різниця цих температур може досягати 5°C , тому при віддаленні візирного променя від стіни на 0,5-1 м ця похибка може сягнути 0,5-0,2 мм. Експериментальними дослідженнями точності вертикального проєціювання поблизу стін східної, південної та північної орієнтації на будинках заввишки 20 і 44 м при температурі $24-32^\circ\text{C}$ встановлено [141], що відхилення променя від вертикалі зменшується експоненціально із зростанням його віддалення від стіни, становлячи 0,5; 0,25 і 0,10 мм відповідно для відстаней 0,15; 0,25 і 0,50 м для східної та південної стін при спостереженнях у травні та червні від 9 до 15-ї години. На північній стіні рефракційних відхилень не виявлено.

Якщо візирний промінь проходить у закритому просторі, наприклад, у вертикальній трубі бетонного перекриття АЕС, то, за дослідженнями М. І. Лобова і В. І. Андоленка, вплив рефракції при цьому не проявляється.

4.6.2.2. Основні перевірки приладів вертикального проєціювання

1. Вісь циліндричного рівня повинна бути перпендикулярна до осі обертання приладу (виконується аналогічно цій перевірці в теодоліті). Після приведення приладу в робоче положення за циліндричним рівнем перевіряють і юстують сферичний рівень.

2. Лінія візування приладу повинна бути вертикальною. Встановлюють і приводять у робоче положення прилад, а над ним на робочій висоті H закріплюють координатну палетку. Потім за описаною вище методикою беруть відліки a_0 і a_{180} по шкалі палетки. Якщо різниця відліків $\text{abs}(a_{180} - a_0) \leq H/10\,000$, то прилад справний. У противному разі знаходять середній відлік і, діючи вертикальними юстирувальними гвинтами сітки (при ослаблених горизонтальних гвинтах), переміщують горизонтальну нитку сітки на середній відлік. Звичайно операцію повторюють два-три рази до досягнення вказаної умови.

У приладах типу ПБВП різницю відліків знаходять одночасно по обох шкалах палетки і юстування сітки ниток проводять одночасно, переміщуючи її у двох напрямках. Аналогічно перевіряють і лазерні прилади вертикального проєціювання.

При виконанні цієї перевірки на малій висоті (10-15 м) з метою забезпечення точності юстування приладів необхідно замість палетки використовувати лінійку або шкали з міліметровими поділками.

У лабораторних умовах цю перевірку приладів типу PZL-100 зручно виконувати за допомогою пентагональної насадки з тубусним корпусом, яким вона закріплюється над об'єктивом у круговому пазі оправи захисної пластинки. Під час перевіряння прилад з насадкою наводять на вертикальну лінійку з міліметровими поділками, встановлену на необхідній відстані, і беруть відлік a_0 . Потім повертають прилад і насадку в ньому на 180° і беруть відлік a_{180} . Надалі діють за описаною вище методикою. Для перевірки приладів типу ПБВП (оптичних і лазерних) пентапризма повинна обертатися на 360° , а відліки по шкалі та юстування треба виконувати при чотирьох строго фіксованих кутах обертання приладу ($0, 90, 180$ і 270°).

3. Візирна вісь оптичного центрира повинна збігатися з віссю втулки підставки (віссю обертання приладу). Перевірку роблять за допомогою теодоліта, встановленого в підставку PZL. Приводять вісь обертання теодоліта в прямовисне положення і, нахилиючи зорову трубу вниз, ретельно відмічають на кілочку в землі на відстані 1,5-2 м від теодоліта точку A_1 , а потім, повернувши трубу через зеніт, – протилежну їй точку A_2 . Далі, повернувши теодоліт на 90° , аналогічно розмічують точки A_3 і A_4 . Нагадаємо, що для контролю всі точки треба розмічувати при двох положеннях вертикального круга, вибираючи остаточно середні точки. Далі на перетині напрямків A_1A_2 і A_3A_4 , заданих двома нитками, одержують точку, на яку повинен проєкуватися центр сітки ниток оптичного центрира. У протилежному разі сітка ниток центрира виправляється за допомогою її юстувальних гвинтів.

4.6.3. Непрямий спосіб передачі пунктів на монтажний горизонт

Спосіб не вимагає влаштування зенітних отворів у перекриттях, оскільки пункти передають з землі поза межами споруди (рис. 4.24). ПБВП встановлюють на пунктах A і B геодезичної лінії, а палетки на кронштейнах висувають з плити перекриття. Внизу ПБВП беруть відліки $a_i, b_i (i = 1, 2)$ по шкалах палетки, а наверху теодолітом, встановленим над пунктами 1 і 2 ВГМ монтажного горизонту (початком сталих баз l_1 і l_2 кронштейнів), вимірюють кути φ_1 і φ_2 , візуючи на шпильки, закріплені в отворі центра палетки. Після цього обчислюють довжини робочих баз палетки, поправки δ_i у вимірні кути і допоміжні величини:

$$l_i = \sqrt{(l_i^0 + a_i)^2 + b_i^2}; \quad \varphi_i = \varphi_i^0 + \delta_i; \quad \delta_i = \arctg \frac{b_i}{l_i}; \quad h_i = l_i \sin \varphi_i;$$

$$\varepsilon = \arcsin \frac{h_2 - h_1}{S_{AB}}; \quad \alpha_{A1} = \alpha_{AB} + \varepsilon + \varphi_1 - 180^\circ; \quad \alpha_{A1} = \alpha_{AB} + \varepsilon + \varphi_2.$$

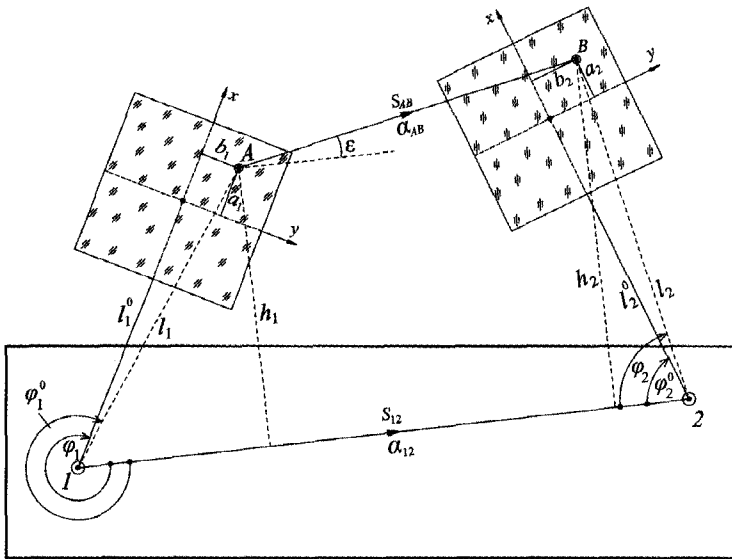


Рис. 4.24. Непрямий спосіб передачі пунктів на монтажний горизонт

Координати пунктів МГ можна визначити за формулами

$$x_1 = x_A + l_1 \cos \alpha_{A1}; \quad y_1 = y_A + l_1 \sin \alpha_{A1};$$

$$x_2 = x_B + l_2 \cos \alpha_{B2}; \quad y_2 = y_B + l_2 \sin \alpha_{B2}.$$

Для контролю правильності передачі координат вимірюється відстань S_{12} .

Похибка передачі пунктів на МГ цим способом визначається за формулою

$$m_1 = \sqrt{m_0^2 + m_{\text{ВП}}^2 + (lm_\alpha / \rho)^2 + m_l^2 + m_\phi^2},$$

де m_0 – похибка положення вихідного пункту; $m_{\text{ВП}}$ – похибка вертикального проєціювання пункту приладом ПВП; m_α, m_l, m_ϕ – похибки визначення дирекційного кута, полярної відстані та фіксації точки на МГ, при цьому $m_\alpha \approx 2m_\phi$ і

$$m_l = \sqrt{m_{l_0}^2 + m_a^2 + m_b^2}.$$

Якщо $m_0 = m_{\text{ВП}} = m_l = 2$; $l = 3000$; $m_\phi = 1$ мм і $m_\alpha = 60''$, то похибка m_1 сягатиме 3,7 мм, що можна вважати достатнім для передачі координат в особливих умовах (експериментально ця точність підтверджена на 9-поверховому будинку).

4.7. Побудова похилого напрямку

Похилий напрямок, яким задається, наприклад, вісь технологічної лінії, можна побудувати теодолітом або лазерним тахеометром. Вихідними для цього можуть бути або його обидва кінцевих пункти A і B із заданими позначками H_A і H_B , або один з них і кут v нахилу (ухил $u = \text{tg} v$) лінії (рис. 4.25).

У першому випадку теодоліт (при невеликому ухилі можна використовувати нівелір) встановлюють у пункті A , рейку – в пункті B і наводять зорову трубу на поділку рейки, що відповідає висоті теодоліта. Проміжні точки $1, 2 \dots n$ розмічують за допомогою вертикальної рейки, виводячи позначену на ній висоту теодоліта на лінію візування і позначаючи заданий напрямок на вивірюваній конструкції по п'яті рейки. Іноді на практиці замість рейок використовують Т-подібні візирки однакової висоти, що дорівнює висоті приладу. Якщо для розмічування використовують нівелір, то два піднімальних гвинти його підставки повинні розташовуватися на лінії, перпендикулярній до лінії AB , а третім піднімальним гвинтом нахилиють зорову трубу (у нівелірі типу Н-3 трубу нахилиють елевацийним гвинтом).

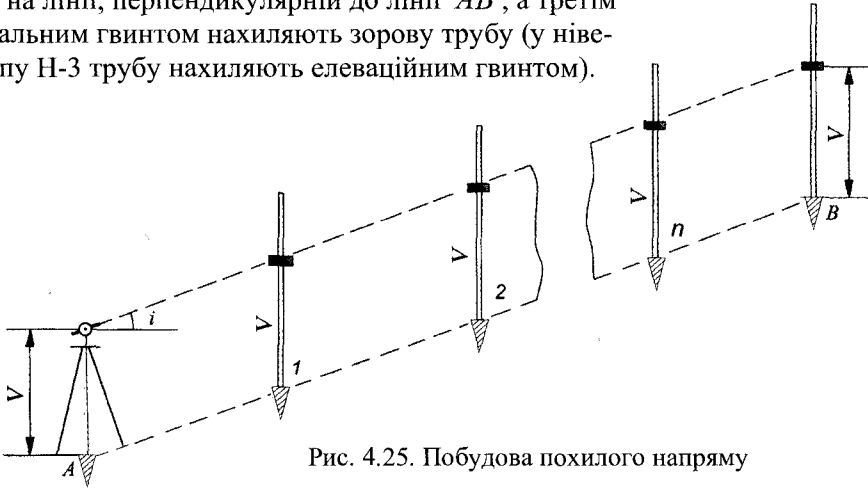


Рис. 4.25. Побудова похилого напрямку

Похибку розмічування ухилу визначають за формулою

$$m_u = u \sqrt{\left(\frac{m_h}{h}\right)^2 + \left(\frac{m_L}{L}\right)^2 + 2\left(\frac{m_V}{h}\right)^2},$$

де m_h, m_L, m_V – похибки вимірювання перевищення $h = H_B - H_A$, горизонтально-прокладення лінії AB і висоти V приладу.

Для уникнення похибок при визначенні висоти лінії візування на початку та в кінці створу зорову трубу наводять на одну і ту ж візирну ціль. Похибки проміжних точок можна визначити за методикою побудови створу. У практиці вважається прийнятним, щоб похибка ухилу не перевищувала 10% його значення.

У другому випадку похилий напрямок будують теодолітом, встановлюючи кут $v = \arctg(u)$ на вертикальному крузі. При цьому обов'язково враховують місце нуля вертикального круга. Похибку ухилу можна розрахувати за формулою

$$m_u = \sqrt{\left(\frac{m_v}{\rho \cos^2 v}\right)^2 + \left(\frac{m_V}{L}\right)^2 + \left(\frac{30''}{\rho V}\right)^2},$$

де m_v – похибка побудови кута нахилу; V – збільшення зорової труби приладу.

За цією ж формулою розраховується і похибка точки, що задається за допомогою лазерного теодоліта.

Високої ефективності й точності побудови нахиленого створу досягають електронним тахеометром з лазерним променем, який дублює коаксиально візирну вісь зорової труби і одночасно використовується для вимірювання відстаней (з рефлексором або без нього). Крім того, завдяки двосторонньому компенсатору відхилення осі обертання приладу від вертикалі можна домогтися високої точності створу за рахунок точної побудови (до 1-2") вертикального кута. Положення лазерної плями на рейці можна фіксувати візуально або фотоелектронними засобами (за експериментальними дослідженнями, похибка визначення перевищення на відстані до 100 м становить відповідно 0,5-1,0 і 0,1-0,2 мм [44]).

4.8. Побудова прямовисної площини

Прямовисна площина застосовується для контролю вертикальності багатьох конструкцій інженерних споруд, великих машин та механізмів (панелей, колон, плит, рам та ін.). При цьому використовують спосіб колімаційної площини теодоліта і роторні лазерні прилади.

Для побудови прямовисної площини прилад встановлюють і орієнтують на базовій лінії так, щоби при обертанні зорової труби навколо своєї осі її візирна вісь описувала прямовисну площину. Встановлюючи по нормалі до колімаційної площини горизонтальну рейку і прикладаючи її п'ятою до вивірюваної плоскої деталі споруди або устаткування в різних точках, виконують бокове нівелювання поверхні й визначають неvertikalність і неплосинність різних конструкцій.

Похибка положення точки площини відносно базової лінії або колімаційної площини теодоліта визначається за формулою

$$m_p = \sqrt{2m_{\text{ц}}^2 + m_{\text{н}}^2 + m_{\text{віз}}^2 + m_{\text{в}}^2 + m_{\text{ф}}^2},$$

де $m_{\text{ц}}, m_{\text{н}}, m_{\text{віз}}, m_{\text{в}}, m_{\text{ф}}$ – похибки центрування теодоліта та візирної марки, приведення вертикальної осі теодоліта в робоче положення, візування на точку, відліку по шкалі рейки або лінійки та фіксації точки. При цьому похибки

$$m_{\text{н}} = k\tau h / \rho; \quad m_{\text{віз}} = \frac{30'' h}{\rho'' V \sin v},$$

де k – коефіцієнт 1-1,5 для рівня при алідаді горизонтального круга і для компенсатора електронного тахеометра; τ – ціна поділки рівня при алідаді горизонтального круга (для компенсатора 1-3"); h – висота точки площини над горизонтом приладу.

Варто зазначити, що похибка нівелювання осі обертання теодоліта з циліндричним рівнем є найвідчутнішою при вивірянні вертикальності високих конструкцій. Наприклад, при роботі з теодолітом типу Т2 ($m_{\text{ц}} = 0,5$ мм, $k = 1$, $\tau = 15''$, $v = 30^\circ$, $V = 25 \times$, $m_{\text{в}} = 1$ та $m_{\text{ф}} = 0,3$ мм) для стіни басейну висотою $h = 20$ м одержимо:

$m_p = \sqrt{0,50 + 9 + 0,06 + 1 + 0,09} = 3,3$ мм, в якій домінуючим виявився вплив похибки приведення осі обертання теодоліта з рівнем у прямовисне положення. Тому на практиці це змушує вдаватися до використання електронного теодоліта або тахеометра з двостороннім компенсатором відхилення осі обертання приладу від вертикалі. Алініметри також треба випускати з дзеркально-лінзовими зоровими трубами (див. рис. 4.27) або з одностороннім електронним рівнем.

4.9. Побудова похилої площини

Для побудови похилої площини необхідно мати не менше трьох опорних точок A, B, C з відомими позначками. Існує два способи побудови площини.

У *першому способі* нівелір встановлюють у середині майданчика, але так, щоб два піднімальні гвинти підставки розташовувалися на лінії, перпендикулярній до лінії AB , а третій — на паралельній їй. У точках A і B (рис. 4.26, *а*) встановлюють рейки і, діючи третім піднімальним гвинтом підставки, нахиляють трубу приладу доти, поки відліки a і b по рейках не стануть однаковими. Потім, направивши трубу на третій опорний пункт C , беруть відлік по рейці і нахилом приладу в поперечному напрямку, тобто діючи в різні боки першими двома піднімальними гвинтами, домагаються того ж відліку по рейці у третій точці. Через різний нахил нівеліра ці операції повторюють кілька разів, домагаючись такого стану, щоб описувана при обертанні нівеліра площина була паралельна заданій площині ABC (контроль цієї площини звичайно здійснюється за четвертою опорною точкою). За такою ж методикою оперують лазерним нівеліром (з рівнями).

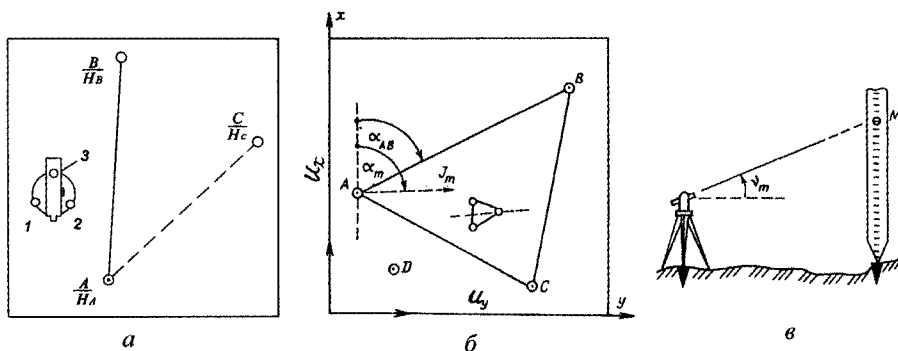


Рис. 4. 26. Схема побудови похилої площини теодолітом: *а* – розташування опорних точок; *б, в* – побудова максимального кута нахилу площини

При нівелюванні в похилій площині визначають умовні позначки точок $D_i (i = 1, 2, \dots, n)$ поверхні:

$$r_i = d_i - (a_i + b_i + c_i) / 3,$$

де d_i – відлік по рейці у певній точці поверхні.

При додатному значенні r_i точку піднімають, а при від'ємному – опускають, формуючи тим самим поверхню майданчика з нахилом до горизонту, який заданий трьома опорними точками.

У *другому способі* (рис. 4.26, *б, в*) за просторовими координатами зазначених трьох точок обчислюють осьові ухили u_x, u_y та максимальний u_m ухил площини, а також азимут α_m напрямку максимального ухилу:

$$u_x = \frac{(H_2 - H_1)(Y_3 - Y_1) - (H_3 - H_1)(Y_2 - Y_1)}{(X_2 - X_1)(Y_3 - Y_1) - (X_3 - X_1)(Y_2 - Y_1)}; \quad u_m = \sqrt{u_x^2 + u_y^2};$$

$$u_y = \frac{(H_3 - H_1)(X_2 - X_1) - (H_2 - H_1)(X_3 - X_1)}{(X_2 - X_1)(Y_3 - Y_1) - (X_3 - X_1)(Y_2 - Y_1)}; \quad \alpha_m = \arctg(u_y / u_x).$$

Для контролю обчислень використовують формулу

$$u_x = u_m \cos \alpha_m; \quad u_y = u_m \sin \alpha_m.$$

Тепер, установивши теодоліт в опорному пункті, наприклад, в A , і зорієнтувавши його по опорній лінії AB , відкладають горизонтальний кут $\beta = \alpha_m - \alpha_{AB}$, що задає напрямок максимального нахилу площини, а потім, не змінюючи орієнтування теодоліта, встановлюють на вертикальному крузі кут $v_m = \arctg(u_m)$ і на стабільно закріпленій візирній марці фіксують точку M . Відтак відкріплюють зорову трубу, встановлюють на вертикальному крузі відлік, що дорівнює місцю нуля або $MZ = 90^\circ$. Далі, діючи піднімальними гвинтами підставки теодоліта і зберігаючи при цьому незмінним положення рівня при алідаді горизонтального круга в нуль-пункті, повертають горизонтальну нитку сітки труби в точку M . У цьому положенні приладу його зорова труба описуватиме площину, паралельну до опорної вихідної площини. Для контролю положення цієї площини необхідно використовувати четвертий вихідний пункт.

4.10. Автоматизація геодезичних розмічувальних робіт

Засоби автоматизації геодезичних робіт у будівельно-монтажному виробництві розвиваються у таких основних напрямках: електронні теодоліти і тахеометри, лазерні теодоліти і тахеометри, цифрові й лазерні нівеліри, оптичні й лазерні прилади вертикального проєціювання, лазерні сканери, цифрові фотокамери.

В *електронних теодолітах і тахеометрах* зчитування кутів здійснюється автоматично за рахунок використання системи кодових (растрових) сіток замість звичайних лімбів з перетворенням лінійного переміщення датчика в кутове. У результаті на дисплей круга (горизонтального чи вертикального) у цифровій формі видається значення вимірюваного кута. Тому робота з електронним теодолітом зводиться до наведення оператором лінії візування на марку, фіксації кнопкою на лімбі відліку $0^\circ 00' 00''$ нульового напрямку, наведення приладу на інший напрямок і зчитування значення кута (напрямку) з дисплея. Завдяки електронним рівням у цих приладах при вимірюванні горизонтальних і вертикальних кутів мікропроцесором автоматично враховуються похибки залишкового відхилення осі обертання від вертикалі, колімації та місця нуля. Аналогічно обробляються результати вимірювання відстаней лазерними віддалемірами із врахуванням констант і поправок за температуру, тиск та вологість атмосфери тощо. Виміряні кути і відстані (похилі або горизонтальні прокладення), номери пунктів спостережень та інші дані виводяться на дисплей і можуть автоматично записуватися на електронну картку для транспортування даних у ПК. Електронна частина світловіддалемірного блока конструктивно охоплює зорову трубу, що є одночасно випромінювачем і приймачем світлового потоку.

Паралельно у практику впроваджуються роторні тахеометри, які обладнані зоровою трубою з автоматичним фокусуванням та двома кроковими сервомоторами, що обертають трубу і тахеометр на 360° для автоматичного пошуку марки (трипельпризми рефлектора) та вимірювання двох кутів і відстані до точки без участі оператора, роль якого зводиться до рознесення марок по об'єктах та ведення абрису знімання. Обертання зорової труби задається з точністю позиціонування

0,1 мгон (0,3") і максимальною швидкістю 60 гон/с. Автоматичне наведення на ціль з використанням лазера відбувається з точністю 0,1 мгон (0,3") за декілька секунд. Приймання сигналу про наведення на ціль здійснюється за допомогою фотоелектричного каналу на ПЗС-матрицю розміром до 20×20 нм) з виведенням зображення на відеокамеру.

Відомі фірми "Leica" (Швейцарія), "Trimble" (США-ФРН), "Sokkia", "Topcon", "Nikon" (Японія) та ін. випускають серійно кілька конструкцій електронних тахеометрів. Переважно більшість із них обладнано безрефлекторними віддалемірами, які забезпечують вимірювання відстані за дифузним розсіюванням лазерного променя від поверхні об'єкта.

Електронний безрефлекторний тахеометр SET 630R фірми "Sokkia" забезпечує вимірювання горизонтальних і вертикальних кутів з похибкою до 5" та відстаней до 350 м без встановлення рефлектора і до 1,6 км – з одною призмою. Вертикальність осі обертання тахеометра контролюється магнітним рідинним компенсатором з діапазоном роботи в межах $\pm 5'$, циліндричним і сферичними рівнями. Зорова труба має ближню межу фокусування 1,3 м. Похибка вимірювання відстаней $m_s = 3 \text{ мм} + 2 - 10 \text{ ppm}$. Віддаленомірний блок працює в діапазоні температур від -20 до $+50$ °С. Режим роботи приладу задається оператором з панелі керування.

В електронних тахеометрах серії Leica TPS 1200+ (моделі 1201, 1202 та 1203 відповідно з похибками вимірювання кутів 1, 2 і 3" та відстаней $m_s = 1 \text{ мм} + 1,5 \text{ ppm}$; $m_s = 2 \text{ мм} + 2 \text{ ppm}$ і $m_s = 4 \text{ мм} + 2 \text{ ppm}$) передбачено додаткові функції керування приладами: 1) автоматизованого пошуку візирної марки та стеження за нею; 2) швидкого пошуку рефлектора; 3) індикації створу; 4) безрефлекторного вимірювання відстані, 5) видимого або невидимого лазерного променя; 6) лазерного виска та ін. Точність роботи двовісного компенсатора 0,5-1".

Близькі технічні характеристики має високоточний електронний тахеометр Trimble 5601.

Лазерні теодоліти і тахеометри призначені для побудови в просторі світлового референтного напрямку, який можна використовувати для світлоказування положення точки при розмічувальних роботах, контролю прямолінійності, співвісності і вертикальності конструкцій, світлового маркування точок поверхонь при контролі геометрії оболонок. На даному етапі розвитку лазерних приладів випромінювання напівпровідникових світлодіодів підведено до зорової труби (коліматора) так, що світловий промінь коаксиальний з її візирною віссю. Розробка мініатюрних ядерних батарейок сприятиме широкому використанню лазерів у різних процесах геодезичних контрольно-монтажних робіт та спостережень за деформаціями споруд.

Прототипом сучасних лазерних теодолітів став теодоліт ДКМ-2А фірми "Kern" (Швейцарія), відмінною рисою якого є те, що при уведенні світлового пучка лазера в зорову трубу він діафрагмується непрозорою хрестоподібною маркою, розташованою на сусідній грані світлодільного куба сітки ниток. У результаті ця марка добре вирізняється на тлі лазерної плями і точно дублює візирну вісь труби. Ширина зображення штрихів хрестоподібною марки дорівнює 12" у кутовій мірі або 6 мм на відстані 100 м. Похибка визначення положення візирної осі теодоліта

становить 0,5". Зауважимо, що використання діафрагмальної марки дозволяє вилучати похибку, пов'язану з нестабільністю лазерного випромінювання.

У сучасних лазерних теодолітах світлодіод розміщують у фокальній площині об'єктива зорової труби і подають його випромінювання на сітку ниток за допомогою куб-призми. Для захисту ока спостерігача від паразитного випромінювання лазера використовують спеціальні оптичні фільтри.

У лазерному теодоліті автора (рис. 4.27) дзеркально-лінзову зорову трубу і світлодіод 15 також розташовано у фокальній площині об'єктива труби, але у колонці теодоліта. Зорова труба складається з корпусу 2, укріпленого у порожнистій осі 12 її обертання, об'єктива 1, нерухомого дзеркала 3 з центральним отвором, яке розташоване в корпусі 2 під кутом 45° до лінії візування, і дзеркала компенсатора 4, вільно підвішеного на маятнику з демпфером 5, розміщених у рухливому блоці 6 усередині осі 12 обертання труби навпроти світлодіодної пластинки 8, установленій перпендикулярно до дзеркала 3 у його центральному отворі, призмової обертової системи 9, сітки ниток 10, розташованої у фокальній площині об'єктива, і окуляра 11. Світловий промінь від світлодіода 15, установленого в одній із колонок зорової труби, розсіюється лінзою 14, проходить напівпрозоре дзеркало 8, падає на дзеркало компенсатора і, відбившись від нього, скеровується дзеркалом 3 через об'єктив на об'єкт візування. Теодоліт має горизонтальний 16 і вертикальний 17 круги для вимірювання кутів.

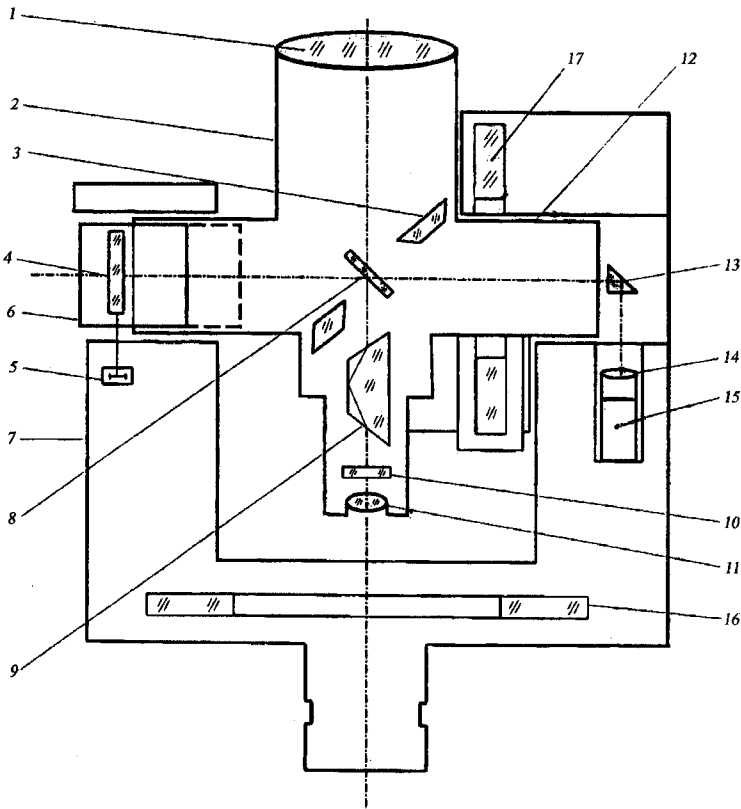


Рис. 4.27. Оптична схема лазерного теодоліта П. І. Барана

Завдяки наявності у двох оптичних каналах труби (візуального і світлового) одного фокусувального елемента – рухомого дзеркала – і одного об'єктива, на сітці ниток труби з'являється зображення об'єкта, автоматично індикуваного сфокусованим лазерним променем. Друга особливість рухомого дзеркала – це автоматична компенсація нахилу осі обертання труби, що звільняє від необхідності застосування накладного рівня і дозволяє з високою точністю передавати осі на монтажний горизонт методом похилого і вертикального проєціювання. Короткочасну лазерну індикацію об'єкта спостережень можна перекрити заслінкою.

Для спостережень за коливаннями і вібраціями споруд та устаткування, мало-рухомими об'єктами та швидкоплинними процесами лазерний канал труби можна використовувати для приєднання цифрової мініфотокамери, також розміщеної в колонці теодоліта з призмою-перемикачем. Тоді за координатами точок об'єкта, виміряних на фотознімку відносно центра сітки ниток зорової труби, можна отримати поправки до встановлених горизонтального і вертикального кутів:

$$\alpha = \alpha_0 + \arctg(y/f); \quad v = v_0 + \arctg(z/f)$$

та обчислити за ними координати зміщених точок об'єкта (у формулах y, z – виміряні координати точки на знімку; f – фокусна відстань фотокамери). Без лазера і кінокамери прилад використовується як звичайний теодоліт. Очевидно, що доповнивши прилад світловіддалеміром, можна отримати багатофункціональний тахеометр для інженерно-геодезичних робіт.

З появою ПК, високоточних електронних тахеометрів і лазерних сканерів різко змінюється технологія і точність геодезичних вимірювань при контролі геометричних параметрів промислового обладнання з опрацюванням даних безпосередньо на робочому місці. Актуальними стали системи автоматичного контролю розмірів і форми об'єктів (літака, корабля, автомобіля) з похибкою 0,1-0,3 мм на відстанях 10-50 м. Просторові координати контрольних точок одержують переважно полярним способом. Точність координат залежить від ідентичності розпізнавання точки на об'єкті в двох спостереженнях. Вона досягається за допомогою розпізнавальних пристроїв (кореляторів). Крім тахеометра, в систему контролю входять ПК та інтерфейс RS-232C для передачі даних на відстань 20-50 м від об'єкта. У літакобудуванні такі системи використовують для визначення і порівняння координат точок, контролю розмірів форми фюзеляжа, крил, їх кручення, нахилу тощо.

Цифрові нівеліри належать до нового покоління приладів. Геометричне нівелювання проводять з використанням штрих-кодових рейок з автоматичним відліком по шкалі після наведення труби на рейку. Після повторного визначення перевищення (при зміні висоти нівеліра) на дисплеї висвітлюється середнє перевищення. При цьому в перевищення автоматично вводиться поправка за величину залишкового відхилення лінії візування від горизонту (x -похибка). Крім того, виміряні перевищення та відстані до рейок записуються на магнітну карту для транспортування даних у ПК та подальшого опрацювання.

Прилади обладnano компенсаторами нахилу з діапазоном роботи $\pm 10-15'$. Відстані до рейок визначаються автоматично за віддалемірними штрихами зорової труби з похибкою до 0,02-0,05 м. Похибка вимірювання перевищення на станції становить 0,1-0,3 мм, а на 1 км подвійного ходу – від 0,3 мм (Leica 3003, DiNi 12) до 0,7 мм (DiNi 22).

Лазерні нівеліри можна умовно поділити на три групи: 1) нівеліри лінійного типу; 2) нівеліри з блоком розгортання світлового променя в горизонтальну площину і 3) лазерні площинкази, якими створюється кілька світлових ліній і площин.

До першої групи можна віднести лазерний нівелір LTS-3 фірми "Topcon", яким задається одна опорна горизонтальна або похила лазерна лінія для вивірення горизонтальності, прямолінійності та співвісності будівельних конструкцій, трубопроводів, підкранових балок, рейок і т. п. Похибка вимірювання нестворності становить $m_c = 0,5 + 1 \cdot 10^{-5} S$ (у мм), де S – довжина візирного променя.

До другої групи належить високоточний лазерний нівелір для контролю монтажу точного обладнання. Відмінною рисою таких приладів є те, що у них референтний напрямок задається або енергетичним центром випромінювання лазера, положення якого фіксується фотоелектронним детектором, або центром кільцевої інтерференційної картини, яка розглядається у коліматорі. Похибка візуальної фіксації пучка лазерного випромінювання детектором становить 0,02-0,10 мм на відстанях до 20 м, а осі симетрії кільцевої структури світлового пучка – 0,1 мм на відстані 50-100 м.

До нівелірів третьої групи – *лазерних площинказів* – можна віднести основоположну систему контролю планування поверхні Rotolit фірми "Spectra-Physics" (США), яка дозволяла будувати світлові вертикалі та горизонтальну і вертикальну площини. Незважаючи на малу точність вимірювань (2-4 мм на 10 м відстані), система дала поштовх розробленню аналогічних приладів різного призначення і точності.

Прицип дії таких систем доцільно показати на моделі багатофункціонального лазерного площинказу ЛПВ-2 (рис. 4.28), що нагадує теодоліт, в якому двосторонній лазерний світлодіод 1 розміщено на вертикальній осі обертання приладу, яким задається світлова зеніт-надирна вертикаль для центрування приладу й утворення світлових площин. Для цього зенітний світловий пучок, перехоплений призмовим оптичним мостом 2, скеровується вверх у колонку приладу, де попадає на обертову від електромотора пентапризму 3, що формує горизонтальну світлову площину.

Для утворення вертикальної світлової площини той же промінь, що вийшов з оптичного мосту 2, скеровується поворотною пентапризмою 4 у горизонтальну порожнисту вісь, у середині якої на перетині з вертикальною віссю приладу встановлено обертову пентапризму 5, яка формує вертикальну площину. Цією ж пентапризмою за допомогою вертикального круга 6 можна задавати лінію необхідного ухилу, а використовуючи горизонтальний круг 7, – будувати вертикальні лазерні площини під різними кутами одна від одної. Відліки на кругах беруть в окулярі 8. Блок живлення 9 світлодіода та електромоторів обертання призм розміщується у корпусі приладу.

Усі подібні прилади здебільшого забезпечуються фотоелектронним детектором для приймання лазерного випромінювання в точці спостереження. Якщо детектор розміщується на рейці, то спочатку його пересувають або вручну, або за допомогою автоматизованого і автономного електроприводу після попадання детектора у зону дії лазерної площини. Фіксація положення детектора, що відповідає максимальному сигналу, визначається або по міліамперметру, або за звуковим сигналом. Сучасні системи з фотоелектронними детекторами забезпечують точність до 0,05-0,1 мм на відстані до 30-50 м.

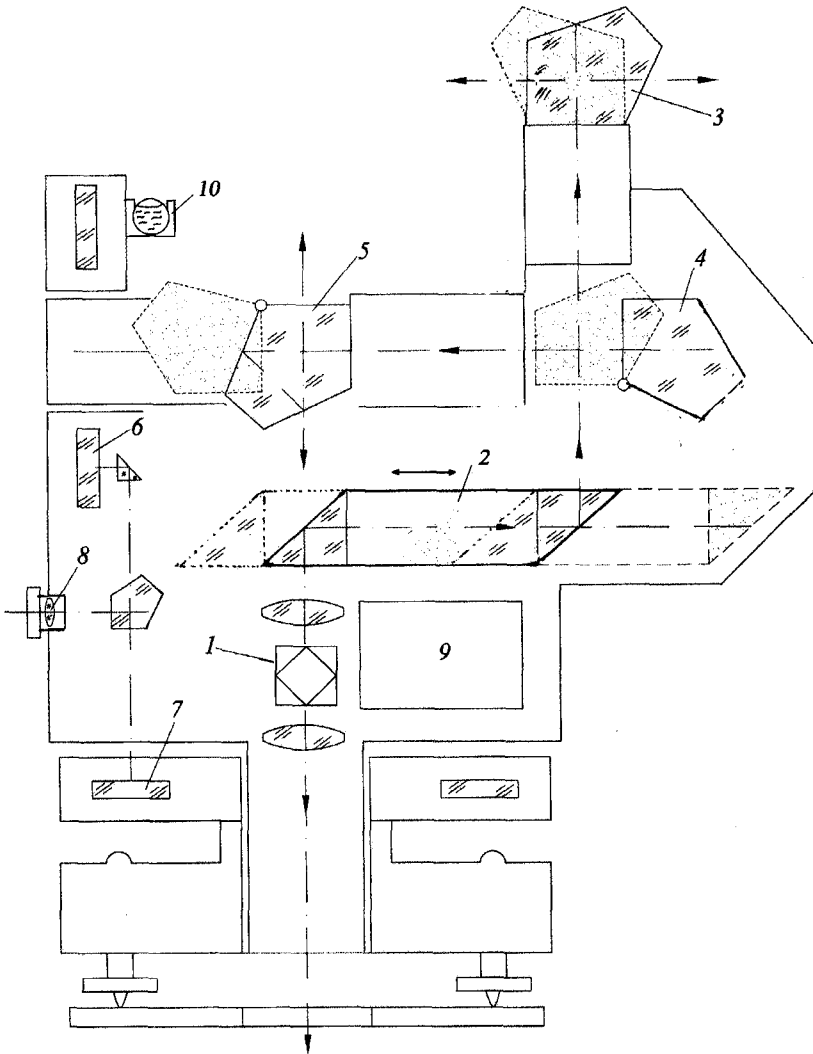


Рис. 4.28. Багатофункціональний лазерний площинказ ЛПВ-2

Для контролю монтажу технологічного обладнання у МІГАіКу було розроблено високоточний лазерний прилад ЛІПС-1, який також дозволяє будувати зеніт-надиру вертикаль, горизонтальну і вертикальну площини. Комплект приладу включає три основні частини: випромінювач, фотоелектронний детектор і опорну марку. Лазерний промінь від джерела 1 (рис. 4.29) після проходження плоскопаралельної пластинки 2 скеровується дзеркалом 3 у підвісний окуляр 4 телескопічної системи і на дзеркало 5 електромеханічного сканатора 6, встановлене на половині фокусної відстані об'єктива 10. У такий спосіб створюється опорний світловий промінь, що направляється на об'єкт, де розміщена опорна марка з об'єктивом 20 і розташованим у його фокальній площині дзеркалом 21. Разом із щілиною, розміщеною перед об'єктивом, опорна марка являє собою цільовий аналізатор із дзеркально-лінзовим рефлектором, що використовується для стабілізації опорного променя в

просторі. Для взаємного орієнтування випромінювача й опорної марки служить пристрій зворотного зв'язку, який включає плоскопаралельну пластинку 8 і фотодетектор 9. Горизонтальне положення опорного променя задається циліндричним рівнем 11 ($\tau = 5''$).

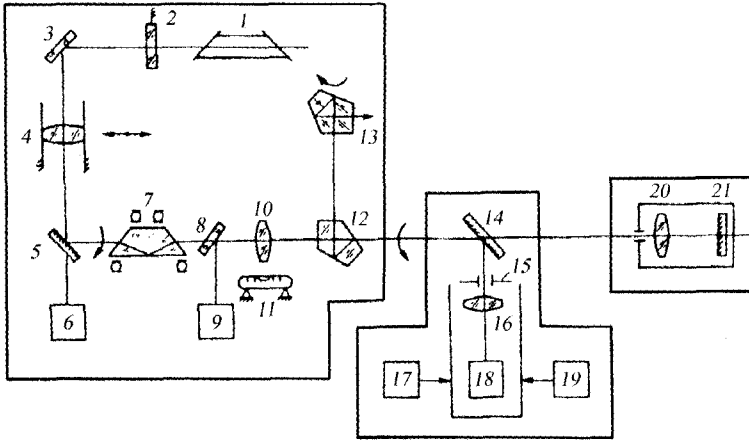


Рис. 4.29. Функціональна схема ЛІПС-1

Після взаємного настроювання випромінювача й опорної марки у створ між ними на контрольованій точці встановлюють вимірювальну марку, що має плоскопаралельну пластинку 14, розташовану під кутом 45° до опорного променя, і циліндричний аналізатор 15 з конденсором 16, фотодетектором 18 і елементами 17 і 19 блока опрацювання сигналів. Зміщення точок вимірюється за допомогою індикатора, з'єднаного з оправою вимірювальної марки.

Для побудови площин в оптичну систему випромінювача вводиться призма Дове 7, підвісна пентапризма 12 і поворотна пентапризма 13, яка при обертанні сканувального дзеркала 5 формує вертикальну світлову площину (горизонтальна світлова площина формується після повороту призми Дове на 45°). Похибка вимірювання зміщень становить 0,01 мм на 50 м довжини.

Глава 5. ГЕОДЕЗИЧНІ СПОСОБИ РОЗМІЧУВАННЯ СПОРУД

5.1. Загальні відомості про способи розмічування споруд

Розмічування запроектованих споруд полягає у встановленні на місцевості їх характерних точок і ліній, за якими у процесі будівництва простими методами і засобами визначають положення всіх її частин. Способи винесення точок споруд у натуру аналогічні способам визначення положення об'єктів при зніманні (полярних і прямокутних координат, прямої кутової засічки і т. п.).

Розмічування ведеться з пунктів геодезичної мережі, створеної ще при зніманні місцевості для проектування або до початку будівництва. Похибки геодезичної мережі впливають на точність розмічувальних робіт. Тому їх треба враховувати або при аналізі загальної похибки, що теоретично можливо, але важко реалізувати на практиці, або краще будувати опорну мережу з такою точністю, щоби її похибки були практично невідчутними. Прийнято, щоби похибка взаємного положення сусідніх пунктів опорної мережі була вдвічі (рідко – втричі) меншою від сумарної похибки процесів розмічування.

Значення потрібних елементів проекту (кутів та довжин ліній) визначають графічно або аналітично за проектними матеріалами.

Вибір методу підготовки елементів проекту залежить від форми, розмірів, матеріалу, способу ведення будівельних робіт, які разом визначають точність зведення споруди. Розмічувальне креслення з відображенням на ньому необхідних даних (опорних пунктів та розмічуваних точок, дирекційних та розмічувальних кутів, довжин ліній, позначок та ін.) готують завчасно на креслярському папері, копії брошурують в альбоми і зберігають в архіві.

Спосіб розмічувальних робіт обирають залежно від потрібної точності будівництва, наявності геодезичних приладів, умов місцевості, методу ведення будівельно-монтажних робіт, кваліфікації персоналу тощо. Розрізняють метод безпосереднього розмічування, який передбачає пряму побудову розмічувальних величин із заданою точністю, і метод редукування, який базується на попередньому розмічуванні точки, близької до проектної, та наступному її зміщенні у проектне положення. Перший метод використовують переважно в роботах, які вимагають меншої точності, а другий – на відповідальних спорудах та в ході робіт високої точності (будівництво мостів, гребель ГЕС, АЕС, монтаж технологічних ліній тощо). Потрібна точність розмічувальних робіт встановлюється розрахунком для забезпечення вимог, заданих у проекті або нормативних документах, наприклад, у Державних будівельних нормах (ДБН).

5.2. Спосіб полярних координат

Для перенесення в натуру проектної точки P в опорному пункті A будують полярний кут β , відкладають відстань s і фіксують точку. Зауважимо, що відстані відкладають способом наближень із врахуванням різних факторів і особливостей приладів. Точність розмічування точки без урахування похибок вихідних даних розраховується за формулою

$$m_P = \sqrt{(sm_\beta / \rho)^2 + m_s^2 + m_1^2 + m_2^2 + m_\phi^2}, \quad (5.1)$$

де m_β, m_s – похибки відкладання горизонтального кута і горизонтального прокладення; m_1, m_2, m_ϕ – похибки центрування тахеометра, візирної марки з рефлексором та фіксування розмічуваної точки (або всі похибки установок разом).

За однакового впливу похибок кутових і лінійних вимірювань та незначного (вдвічі меншого) впливу похибок установок для розрахунку величин допустимих похибок способу розмічування залежно від допустимої похибки на планове положення проектної точки споруди можна використати такі формули:

$$m_\beta \leq 0,70m_p \rho / s; \quad m_s \leq 0,70m_p; \quad m_1 = m_2 = m_\phi \leq 0,20m_p.$$

Якщо $m_p = 10$ мм і $s = 100$ м, то перші дві похибки не повинні перевищувати відповідно $14''$ і 7 мм, а похибки установок – 2 мм. До речі, таке рішення підтверджено геодезичною практикою, хоча формально можлива інша комбінація розподілу цих похибок, але вони мають задовольняти умову (5.1).

5.3. Спосіб створно-лінійних координат

Цей спосіб застосовують у випадку, якщо розмічувана точка розташована на опорній лінії у проміжку між її кінцями і навіть на її продовженні. Тахеометр і марку встановлюють на кінцях A і B опорної лінії і в напрямі візування трубою відкладають проектну відстань s та фіксують точку C (рис. 5.1, *a*). Похибку розмічування точки визначають за формулою

$$m_C = \sqrt{m_{\text{ств}}^2 + m_s^2 + m_\phi^2},$$

де $m_{\text{ств}}$ – похибка створу (див. п. 4.5); m_s, m_ϕ – похибки відкладання відстані та фіксації точки.

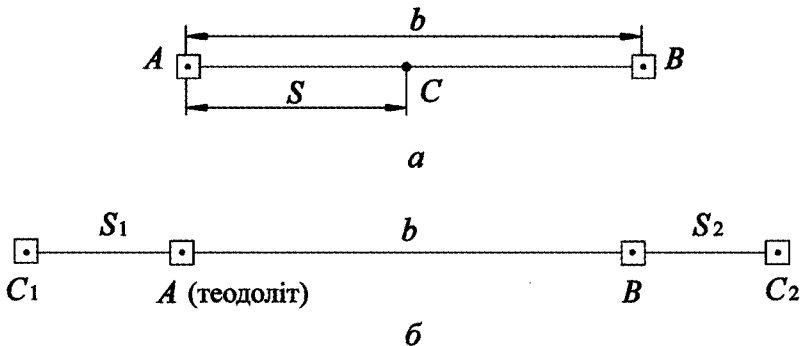


Рис. 5.1. Спосіб створно-лінійних координат з точкою:
a – на опорній лінії; *б* – поза опорною лінією

Якщо розмічувана точка розташована на продовженні опорної лінії (рис. 5.1, *б*), то створ доцільно задавати поворотом труби через зеніт, але обов'язково при двох положеннях вертикального круга. При розміщенні точки на продовженні опорної лінії розмічування здійснюють з ближнього пункту.

5.4. Спосіб прямокутних координат

В основу цього способу покладено розмічування проектної точки P від лінії геодезичної основи AB , частіше – від лінії будівельної сітки, полігонометрії або теодолітного ходу (рис. 5.2) за прямокутними координатами x та y відносно точки A , взятої умовно за початок системи координат (лінія AB – умовна вісь абсцис). Прямокутні координати визначають за формулами

$$\begin{aligned} x &= (X_P - X_A) \cos \alpha_0 + (Y_P - Y_A) \sin \alpha_0; \\ y &= (Y_P - Y_A) \cos \alpha_0 - (X_P - X_A) \sin \alpha_0, \end{aligned} \quad (5.2)$$

де X_A, Y_A, X_P, Y_P – абсолютні координати початкової та проеквної точок; α_0 – дирекційний кут опорної лінії AB .

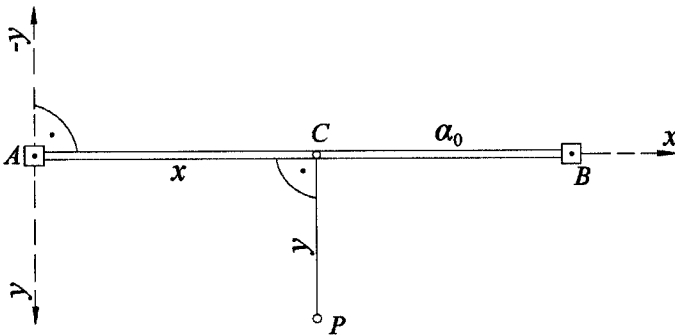


Рис. 5.2. Спосіб прямокутних координат

Знаки ординат указують напрям відкладання їх від створних точок лінії AB : при додатному значенні – праворуч, а при від'ємному – ліворуч. Якщо абсциса від'ємна, то її відкладають від точки A у протилежному напрямі від лінії AB .

Для розмічування точки тахеометр встановлюють у пункті A й орієнтують по лінії AB за допомогою візирної марки, встановленої у пункті B . Потім уздовж лінії візування відкладають абсцису x і фіксують точку створу C . Установивши в ній тахеометр, будують прямий кут при двох положеннях круга з вибором середньої точки, відкладають ординату y і фіксують проектну точку P .

Похибку точки P визначають за формулою

$$m_P = \sqrt{m_x^2 + (ym_\beta / \rho)^2 + m_y^2 + 2(m_1^2 + m_2^2 + m_\phi^2)}. \quad (5.3)$$

Тут також, як і в способі полярних координат, доцільно висунути вимоги до величин похибок основних і допоміжних процесів, а саме:

$$m_x = m_y \leq 0,52 m_P; \quad m_\beta \leq 0,52 \frac{\rho}{y} m_P; \quad m_1 = m_2 = m_\phi \leq 0,18 m_P.$$

5.5. Спосіб полярно-прямокутних координат

Цей спосіб є модифікацією способу прямокутних координат з тією лише різницею, що координати будують на допоміжній лінії AB' , яка утворює кут φ з лінією геодезичної основи AB . Така задача часто виникає у практиці, коли за умовами будівництва треба розмічувати декілька точок $P_i (i = 1, 2, \dots, n)$, розташованих на одній або кількох паралельних прямих, наприклад, віддалених від червоної лінії забудови (рис. 5.3). При відомих дирекційних кутах α_0 і α напрямів AB і AB' обчислюють кут $\varphi = \alpha - \alpha_0$ і, відкладаючи його від напрямку AB , будують і закріплюють допоміжну лінію AB' , яка стає базовою для розмічування вищевказаних точок за прямокутними координатами, визначеними із формул (5.2).

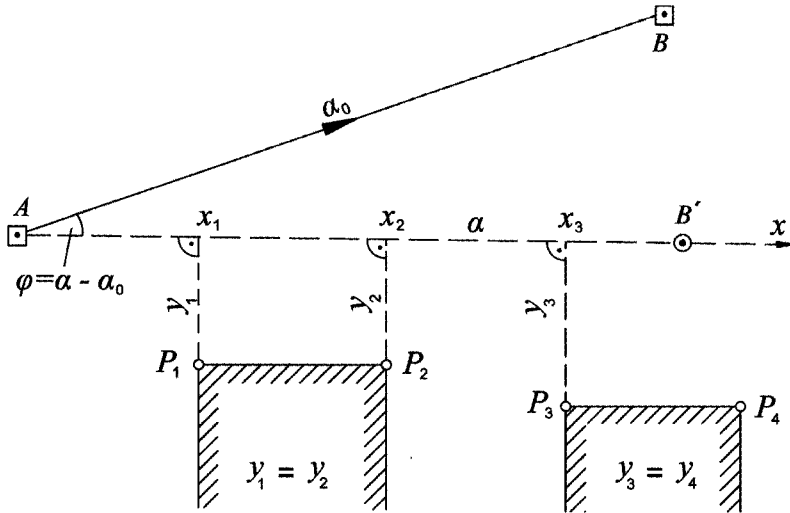


Рис. 5.3. Спосіб полярно-прямокутних координат

Похибку розмічування визначають за формулою (5.3), вводючи в неї додатково похибку кута φ при побудові лінії AB' , тобто величину

$$(m_P)_\varphi = \sqrt{x^2 + y^2} m_\varphi / \rho.$$

5.6. Спосіб прямої кутової засічки

Спосіб застосовується головним чином для розмічування віддалених і важкодоступних точок об'єктів – мостових переходів, гідротехнічних споруд тощо. При цьому положення проектної точки P з відомими координатами визначають у натурі шляхом побудови двох проектних кутів β_1 і β_2 відповідно в двох твердих пунктах A і B (рис. 5.4). Кути визначають за різницями дирекційних кутів напрямів із розв'язання обернених геодезичних задач, і будують їх при двох положеннях вертикального круга теодоліта (тахеометра). У результаті на перетині двох напрямів отримують і фіксують проектну точку P .

На точність розмічування впливають: похибка власне прямої кутової засічки $(m_P)_3$ і похибка $(m_P)_\Phi$ фіксації напрямів засічки. Їх сумарну дію визначають за формулами [126]

$$m_P = \sqrt{(m_P)_3^2 + (m_P)_\Phi^2};$$

$$(m_P)_3 = \frac{m_\beta}{\rho \sin \gamma_3} \sqrt{s_1^2 + s_2^2} = \frac{b_1 m_\beta}{\rho \sin^2 \gamma_3} \sqrt{\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2} = \sqrt{m_x^2 + m_y^2}; \quad (m_P)_\Phi = \frac{2m_\Phi}{\sin \gamma_3};$$

$$m_x = \frac{m_\beta}{\rho \sin \gamma_3} \sqrt{(s_1 \cos \alpha_2)^2 + (s_2 \cos \alpha_1)^2}; \quad m_y = \frac{m_\beta}{\rho \sin \gamma_3} \sqrt{(s_1 \sin \alpha_2)^2 + (s_2 \sin \alpha_1)^2},$$

де m_β – похибка побудови кутів β_1 і β_2 ; $s_1, s_2, \alpha_1, \alpha_2$ – горизонтальні прокладення і дирекційні кути напрямів засічки; b_1, γ_3 – базис і кут засічки; m_x, m_y – проєкції загальної похибки за осі координат, які при необхідності використовуються для вивчення розподілу поздовжньої і поперечної похибок в окремих спорудах: перша – на мостах і греблях, а друга – на канатних дорогах, ЛЕП тощо.

Якщо розмічування точки ведеться з трьох опорних пунктів (або вставка точки у трикутник), застосовують формулу проф. К. Л. Проворова:

$$m_P = \frac{m_\beta}{\rho} \sqrt{\frac{(s_1 s_2)^2 + (s_1 s_3)^2 + (s_2 s_3)^2}{(s_1 \sin \gamma_1)^2 + (s_2 \sin \gamma_2)^2 + (s_3 \sin \gamma_3)^2}},$$

де s_1, s_2, s_3 – довжини візирних променів з пунктів 1, 2, 3; $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ – кути засічки відповідно між візирними променями 2 і 3, 1 і 3, 1 і 2.

Точність розмічування точки засічками значною мірою залежить від величини кута засічки, тому його слід брати більшим за $30-40^\circ$ і меншим за $140-150^\circ$. При $\gamma = 90^\circ$ вплив геометрії засічки стає мінімальним. Геометрія засічки регулюється вибором місцеположення вихідних пунктів. Для контролю і підвищення точності розмічування ведеться з декількох пунктів (як правило, не більше 3-4-х).

Для характеристики точності розмічування точок відповідальних споруд користуються *еліпсом похибок*. Для його розрахунку обчислюють векторні похибки та їх проєкції на осі координат:

$$v_i = \sqrt{(s_i m_{\beta_i} / \rho)^2 + 2m_\Phi^2}; \quad v_{x_i} = v_i \cos \alpha_i; \quad v_{y_i} = v_i \sin \alpha_i,$$

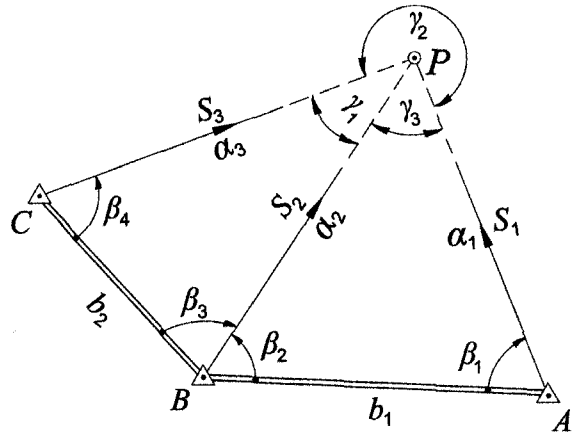


Рис. 5.4. Спосіб прямої кутової засічки

де s_i, α_i – довжина візирного променя засічки і його дирекційний кут; m_{β_i} – похибка побудови розмічувального кута у вихідному пункті; i – номер напрямку засічки ($i = 1, 2, \dots, n$); n – кількість напрямів засічки; m_{ϕ} – похибка фіксації напрямку засічки.

Потім визначають величини

$$V_x = [v_x^2]; \quad V_y = [v_y^2]; \quad V_{xy} = [v_x v_y],$$

а за ними – півосі одиничного і середнього квадратичного еліпсів похибок:

$$A = \sqrt{\frac{V_x + V_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{V_x - V_y}{2}\right)^2 + V_{xy}^2}}; \quad B = \sqrt{\frac{V_x + V_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{V_x - V_y}{2}\right)^2 + V_{xy}^2}};$$

$$a = \frac{A}{\sqrt{n-1}}; \quad b = \frac{B}{\sqrt{n-1}}.$$

Дирекційний кут великої півосі еліпса визначають за формулою

$$\alpha_a = \frac{1}{2} \operatorname{arctg} \frac{2V_{xy}}{V_x - V_y} \pm 90^\circ.$$

Перший член цього виразу визначають з урахуванням знаків величин $2V_{xy}$ і $(V_x - V_y)$ за правилом розв'язування оберненої геодезичної задачі. Приклад визначення параметрів еліпса похибок наведено в табл. 5.1 (при $m_{\phi} = 3,5$ мм). У результаті обчислень отримано: $A = 25,2$; $B = 20,4$ мм і $a = 17,7$; $b = 14,3$ мм; $\alpha_a = 150^\circ$.

Таблиця 5.1

Визначення параметрів еліпса похибок для багатократної прямої кутової засічки

№ пор.	α^0 , град.	S , м	m_{β}''	v , мм	$\cos \alpha^0$	$\sin \alpha^0$	v_x , мм	v_y , мм	V_x^2 , мм ²	V_y^2 , мм ²	V_{xy}^2 , мм ²
1	210	480	5	13,6	-0,86	0,50	-11,7	-6,8	137	46	80
2	152	030	5	26,3	-0,78	0,47	-20,5	12,3	420	151	-252
3	74	660	5	17,2	0,28	0,96	4,8	16,5	23	272	79
Σ	-	-	-	-	-	-	-	-	580	469	93

Подібні розрахунки можна виконувати і для лінійної засічки, але при цьому орієнтування еліпса зміниться на 90° . У лінійно-кутових засічках кожному напрямку і довжині лінії надають відповідні дирекційні кути їх векторних похибок.

У просторовій лінійно-кутовій засічці, яка використовується для контролю положення елементів споруд баштового типу, положення точок доцільно представляти еліпсоїдом похибок, доповнюючи плановий еліпс похибок третьою піввіссю, яка збігається з напрямом вертикалі:

$$c = \frac{C}{\sqrt{n-1}}; \quad C = \sqrt{\frac{[v_z^2]}{n}}; \quad v_z = \frac{sm_z}{\rho \sin^2 z}; \quad v_D = m_D \cos z,$$

де C, c – третя піввісь одиничного і середнього квадратичного еліпсоїдів; m_z, m_D – похибки вимірювання зенітного кута похилої відстані; n – кількість напрямів з вимірними зенітними кутами.

5.7. Спосіб замкнутого трикутника

Спосіб використовується для уточнення положення точки, яка розмічується прямою кутовою засічкою, головним чином за відсутності додаткових опорних пунктів. Теодоліт встановлюють у знайденій точці й вимірюють третій кут трикутника. Після розподілу нев'язки кутів порівню або за їх вагами визначають координати точки P . Порівнявши їх із проектними, знаходять редуції, за якими зміщують визначену точку в проектне положення (див. п. 5.12). Похибку точки визначають за формулою Ф. М. Красовського (без урахування похибок вихідних пунктів):

$$m_P = \frac{m_B}{\rho \sin \gamma} \sqrt{\frac{s_1^2 + s_2^2 + b^2}{3}}$$

5.8. Спосіб лінійної засічки

Цей спосіб застосовується здебільшого для розмічування точок споруд за відстанями s_1 та s_2 , які не перевищують довжини мірних приладів. При застосуванні тахеометра і лазерної рулетки доцільно користуватися методом редукування (див. п. 5.12). Розмічування полягає у визначенні точки перетину дуг, побудованих металевими рулетками з довжинами s_1 та s_2 , тому його можна здійснювати одночасно двома або по чергово одним мірним приладом. Похибку розмічування точки визначають за формулою

$$m_P = \sqrt{\frac{m_{s_1}^2 + m_{s_2}^2}{\sin^2 \gamma} + m_\Phi^2},$$

де m_s, m_Φ – похибки відкладання довжин і фіксації точки.

5.9. Спосіб створної засічки

Спосіб полягає у визначенні точки на перетині двох створів, що утворюють кут засічки γ . Створи задають переважно теодолітами або струнами. Завдяки простоті застосування і високій точності цей спосіб широко застосовується у промисловому будівництві при перетині створів під прямим кутом ($\gamma = 90^\circ$). За характером прояву похибок він близький до способу прямої кутової засічки, але дещо точніший за нього. Похибку розмічування точки цим способом визначають за формулою

$$m_P = \frac{\sqrt{m_{\text{ств1}}^2 + m_{\text{ств2}}^2 + 2m_\Phi^2}}{\sin \gamma},$$

де $m_{\text{ств1}}, m_{\text{ств2}}$ – похибки побудови створів (див. формулу (4.1)).

5.10. Спосіб оберненої кутової засічки

Спосіб застосовується для уточнення положення наближеної точки споруд за допомогою вимірювань у ній горизонтальних кутів $\beta_1, \beta_2, \beta_3$ на три опорні пункти (рис. 5.5) з подальшим редукуванням (центри мостових опор, гребель та інших споруд). Похибку положення точки визначають за такими залежностями [126]

$$m_P = \sqrt{m_x^2 + m_y^2} = \frac{s_2 m_\beta}{\rho \sin(\varphi_2 + \beta_1 + \beta_3)} \sqrt{\left(\frac{s_1}{L_3}\right)^2 + \left(\frac{s_3}{L_1}\right)^2};$$

$$m_x = \frac{m_\beta}{\rho D} \sqrt{s_1^2 (s_2 \cos \alpha_3 - s_3 \cos \alpha_2)^2 + s_3^2 (s_2 \cos \alpha_1 - s_1 \cos \alpha_2)^2}; \quad (5.4)$$

$$m_y = \frac{m_\beta}{\rho D} \sqrt{s_1^2 (s_2 \sin \alpha_3 - s_3 \sin \alpha_2)^2 + s_3^2 (s_2 \sin \alpha_1 - s_1 \sin \alpha_2)^2};$$

$$D = s_1 \sin \beta_3 + s_2 \sin \beta_2 + s_3 \sin \beta_1,$$

де s_1, s_2, s_3 – горизонтальні прокладення до опорних пунктів; $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ – дирекційні кути напрямів засічки; L_1, L_3 – відстані між опорними пунктами A і B та B і C ; φ_2 – кут у пункті B між сторонами BC і BA .

Загальну редукацію точки P у проектне положення P^0 та її дирекційний кут визначають за різницею абсцис і ординат вказаних точок переважно на ПК або на калькуляторі диференціальним методом (див. п. 5.12). Визначення положення точки контролюють здебільшого по четвертому опорному пункту. Необхідно пам'ятати, що обернена засічка не має розв'язку, якщо визначувана точка і всі опорні пункти знаходяться на проведеному через них колі (“небезпечне коло”). За нашими дослідженнями, відхід назовні або в середину “небезпечного кола” на відстань 10% її радіуса забезпечує надійне визначення положення точки, оскільки сума кутів $\varphi_2 + \beta_1 + \beta_3 \neq 180^\circ$.

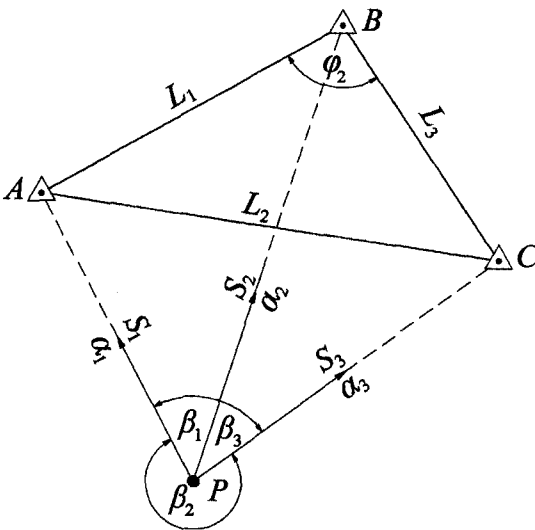


Рис. 5.5. Спосіб оберненої кутової засічки

тися **оберненою лінійно-кутовою засічкою** (способом довільної станції), яка практично зводиться до двопроменевої засічки з вимірюванням двох сторін s_1, s_2 та одного кута β на два опорні пункти A і B . Опрацювання результатів вимірювань,

як і розрахунок точності засічки, ведеться на ПК. Для ручного розрахунку похибок положення точки нижче наведено такі формули:

$$m'_x = \frac{m_s}{\sin \gamma} \sqrt{\sin^2 \alpha_1 + \sin^2 \alpha_2}; \quad m'_y = \frac{m_s}{\sin \gamma} \sqrt{\cos^2 \alpha_1 + \cos^2 \alpha_2};$$

$$m''_x = m''_P \cos \alpha_R; \quad m''_y = m''_P \sin \alpha_R; \quad m''_P = \frac{s_1 s_2 m_\beta}{L_{12} \rho}; \quad \alpha_R = \alpha_1 + \alpha_2 + 90^\circ - \alpha_{12};$$

$$m_x = \frac{m'_x m''_x}{\sqrt{(m'_x)^2 + (m''_x)^2}}; \quad m_y = \frac{m'_y m''_y}{\sqrt{(m'_y)^2 + (m''_y)^2}}; \quad m_P = \sqrt{m_x^2 + m_y^2},$$

де $\gamma = \alpha_2 - \alpha_1$ – кут засічки; α_R – азимут напрямку PO на центр кола, проведеного через опорні пункти та визначувану точку; L_{12} – відстань між опорними пунктами.

Перші і другі формули передають відповідно похибки лінійної та кутової частин засічки, а остання – сумарні похибки по осях координат і загальну похибку планового положення точки. Зауважимо, що одну із похибок m''_x або m''_y , яка спрямована по дотичній до кола і порівняно з m''_P мала, до уваги брати не треба і надавати перевагу похибці координат для лінійної засічки. Так, для засічки точки, віддаленої від опорних пунктів на відстані 147 і 221 м з кутом 41° між ними, які вимірюватимуться відповідно з похибками 3 мм і $3''$, із розрахунку отримано: $m'_x = 3,3$; $m'_y = 2,7$ і $m''_x = 0,4$; $m''_y = 3,2$ мм. Після аналізу похибок прийнято: $m_x = 3,3$; $m_y = 3,0$ і $m_{xy} = 4,5$ мм (із обчислень на ПК отримано відповідно 4,8; 2,0 і 5,2 мм).

5.11. Спосіб проектного полігона

Даний спосіб застосовується для розмічування витягнутих підземних і надземних споруд – тунелів, каналів, доріг, ЛЕП, трубопроводів, кабелів тощо. Його часто називають ще *способом полігонометрії*. Суть цього способу полягає в послідовному застосуванні полярного способу (або трасуванні ходу) для визначення положення точок. Полігонометричний (теодолітний) хід починається з пункту геодезичної основи і включає проектні точки споруди. Ходи можуть бути висячими і розміжними, точність вимірювання кутів і довжин ліній у них диктується вимогами до точності розмічування точок споруди. Точність пунктів ходу розраховують за формулами полігонометрії (див. гл. 1). Врівноваження проектного полігона зводиться до механічного переміщення його пунктів паралельно нев'язці і пропорційно віддаленню поточної точки від початкового пункту ходу. Якщо місцеположення точок споруди невідоме, то полігонометричний хід прокладають поблизу осі споруди і після його врівноваження розмічують точки споруди з пунктів цього ходу, наприклад, полярним способом.

5.12. Розмічування точок споруд методом редукування

При точному і високоточному розмічуванні споруд одноразова побудова розмічувальних елементів (кутів і довжин ліній) не забезпечує достатньої точності, тому для цього застосовують метод редукування. Він полягає у точному визначенні наближеної точки з наступним зміщенням її у проектне положення. Основні процеси методу: попереднє розмічування наближеної точки, точне вимірювання елементів розмічування для наближеної точки, порівняння їх з проектними величинами, обчислення редуцій та зміщення наближеної точки у проектне положення.

Формально можна користуватися загальними значеннями редуцій, прив'язаними до осей системи координат об'єкта, але на практиці зручніше визначати умовні прямокутні або полярні величини редуцій, прив'язуючи їх до одного з напрямів візування з опорного пункту, який приймається умовно за вісь абсцис [112, 128]. У цьому випадку дирекційний кут зміщення наближеної точки у проектне положення визначається знаком прямокутних редуцій r_x і r_y . За ними обчислюють кутовий і лінійний елементи загальної редуції, прив'язаної до умовної осі абсцис:

$$\alpha_r = \arctg \frac{r_y}{r_x}; \quad r = \sqrt{r_x^2 + r_y^2} = \frac{r_x}{\cos \alpha_r} = \frac{r_y}{\sin \alpha_r}. \quad (5.5)$$

Спосіб реалізації редуцій залежить від їх величини: при $r \geq 200$ мм застосовується спосіб полярних координат з відкладенням кута теодолітом і відстані рулеткою, а при $< 100-200$ мм – спосіб прямокутних координат з використанням координатної палетки. У першому способі тахеометром відкладають кут $\varphi = \alpha_r - \alpha_0$,

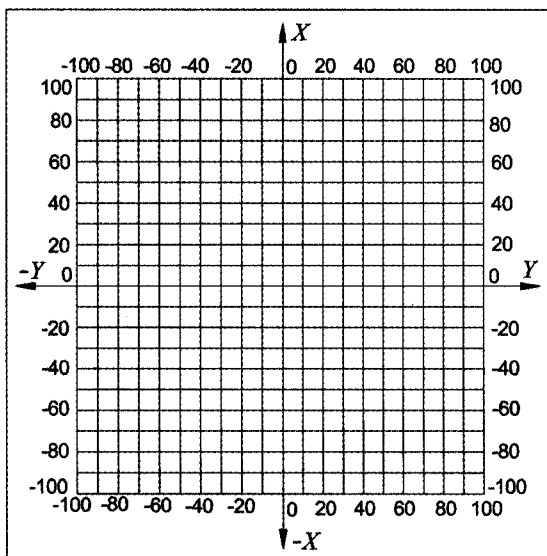


Рис. 5.6. Редуційна палетка

закріплюють цей напрям на відстані 3 м від приладу, протягують по ньому волосінь, відкладають редуцію r і фіксують проектну точку.

Другий спосіб передбачає виготовлення палетки із прозорого синтетичного матеріалу розміром 200×200 або 400×400 мм із сіткою розміром 10×10 мм (рис. 5.6), яку вкладають початком координат у наближеній точці й візуально або за допомогою волосіні орієнтують за умовною віссю абсцис. Потім на палетці відкладають значення редуцій r_x і r_y з урахуванням їх знаків та фіксують проектну точку на металевій пластині знака, бетоні тощо.

Основні недоліки палетки: її укладають прямо на землю під прилад, а також трудність і неточність орієнтування за умовною віссю абсцис, що впливає на точність редукування. Тому замість палетки при точних розмічуваннях варто користуватися геодезичним редуційним приладом (ГРП), розробленим автором у Київ-

ському національному університеті будівництва і архітектури (КНУБА). Робочу модель приладу зображено на рис. 5.7, а. ГРП включає *двокоординатний вимірвальний столик* з втулкою для розміщення візирної марки, рефлектора, оптичного центрира або тахеометра. За допомогою трьох станових гвинтів столик прикріплюють до рамної головки спеціального штатива. Координатні осі столика по лінії візування орієнтують за допомогою оптичного візира з поворотним дзеркалом. При редукуванні підставка, що закріплює наближену точку, зміщується двома штурвалами вздовж координатних осей, при цьому значення зміщень фіксуються на шкалах координатного столика. Проектна точка зноситься на робочий горизонт (нижче або вище над столиком) за допомогою оптичного центрира або приладу вертикального проєціювання. ГРП завжди встановлюється на наближеній точці, а його вісь абсцис орієнтується по одному опорному пункту.

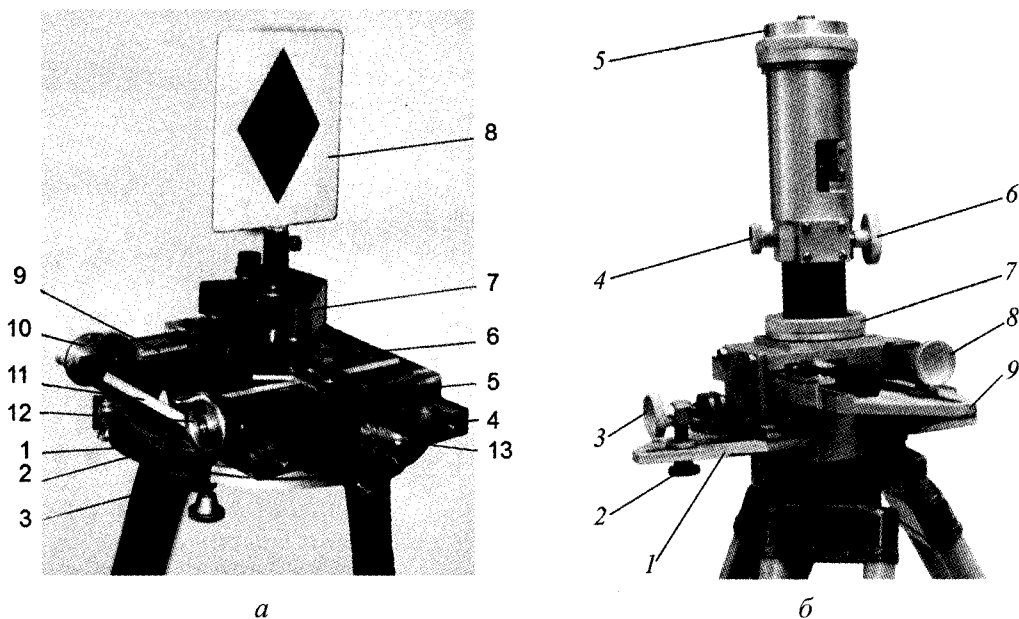


Рис. 5.7. Геодезичні редуційні прилади:

а – двокоординатний:

1 – лімб; 2 – алідада; 3 – затискний гвинт алідади; 4 – опорна плита; 5, 6 – нижня і верхня каретки; 7 – підставка; 8 – візирна марка; 9, 11 – шкали нижньої і верхньої кареток; 10, 12 – гвинти для переміщення кареток; 13 – дзеркальний візир;

б – трикоординатний:

1, 9 – база нижньої і верхньої кареток; 2, 3 – затискний і мікрометричний гвинти нижньої підставки; 4, 6 – те ж вертикальної підставки; 5 – платформа для закріплення приладу; 7 – гайка кріплення змінної вертикальної підставки; 8 – мікрометричний гвинт верхньої каретки

Для розмічування точок просторових споруд на рис. 5.7, б показано конструкцію *трикоординатного ГРП*, в якому на верхній каретці двокоординатного столика встановлено вертикальну телескопічну підставку для виведення геодезичного приладу (теодоліта, нівеліра) на проектний рівень. Для відліку висоти підставку обладнано шкалою з міліметровими поділками, мікрометричним і затискним гвинтами. Підставка знімається зі столика і може використовуватися

окремо на штативі, наприклад, для виведення лазерного нівеліра на заданий рівень під час контролю будівельно-монтажних робіт. Інша конструкція такої підставки застосована автором при монтажі монументальної скульптури (див. п.11.4).

У **способі полярних координат** (рис. 5.8) редуції мають вигляд:

$$r_x = s^0 - s; \quad r_y = s^0 \sin \Delta\beta; \quad \Delta\beta = \beta^0 - \beta,$$

де s^0 , β^0 і s , β – проектні та виміряні горизонтальні прокладення і кути для точок P^0 і P .

Редуції прив'язані до точки P і напрямку AP , узяті умовно за початок координат і додатний напрям осі абсцис. Аналогічно діють і при застосуванні способу створно-лінійних координат, але тут значення r_y краще звести до нуля переміщенням підставки теодоліта ГРП на створ, а відкладати тільки одну величину редуції.

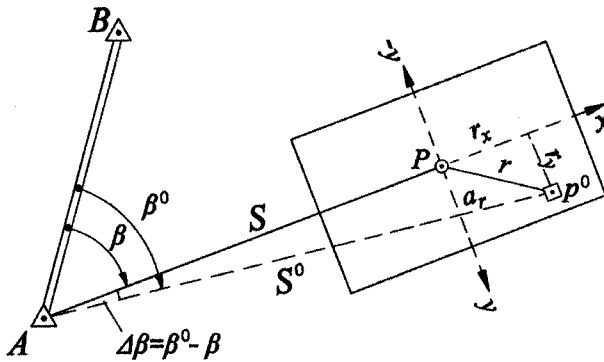


Рис. 5.8. Редукування точки у способі полярних координат

У **способі прямокутних координат**, який є комбінацією способів створу і полярних координат, редукування доцільно вести окремо: спочатку для створу, а потім для кінцевої точки, аналогічно способу полярних координат.

Під час розмічування точок **3-променевою прямою кутовою засічкою** виносять в натуру наближену точку P (рис. 5.9), вимірюють для неї кути $\beta_1, \beta_2, \beta_3$ і, порівнюючи їх з проектними значеннями $\beta_1^0, \beta_2^0, \beta_3^0$, обчислюють величини:

$$u_i = s_i^0 \sin \Delta\beta_i; \quad \Delta\beta_i = \beta_i^0 - \beta_i \quad (i = 1, 2, 3);$$

$$r_x = \frac{u_2 - u_1 \cos \gamma_{12}^0}{\sin \gamma_{12}^0} = \frac{u_3 - u_1 \cos \gamma_{13}^0}{\sin \gamma_{13}^0}; \quad u_y = u_1;$$

$$\gamma_{12}^0 = \alpha_2^0 - \alpha_1^0; \quad \gamma_{13}^0 = \alpha_3^0 - \alpha_1^0,$$

де s_i^0, α_i^0 – проектні відстані та дирекційні кути напрямів засічки.

Ці ж формули використовуються і для створної засічки. Якщо $\gamma^0 = 90^\circ$, то

$$r_x = s_2^0 \sin \Delta\beta_2; \quad r_y = s_1^0 \sin \Delta\beta_1.$$

Реалізація таких редуцій за допомогою ГРП дуже проста, ефективна і точна.

Для **прямої лінійної засічки** з трьох пунктів (див. рис. 5.9) визначають:

$$t_i = s_i^0 - s_i (i=1,2,3); \quad r_x = t_1; \quad r_y = \frac{t_2 - t_1 \cos \gamma_{12}^0}{\sin \gamma_{12}^0} = \frac{t_3 - t_1 \cos \gamma_{13}^0}{\sin \gamma_{13}^0}.$$

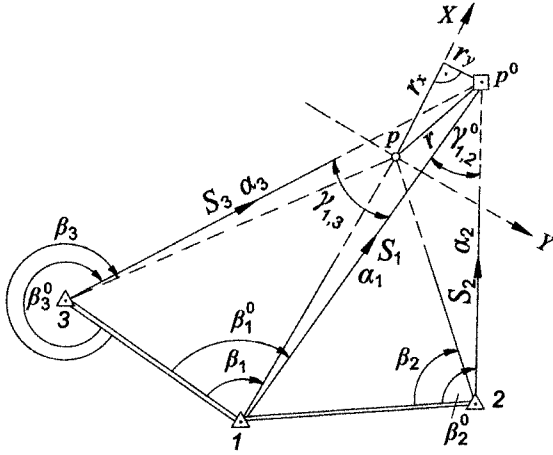


Рис. 5.9. Редукування точки у способі прямої кутової засічки

В **оберненій лінійній засічці**, коли виконавець знаходиться у розмічуваній точці, ці редуції змінюють знак.

В **однократній оберненій кутовій засічці** (рис. 5.10) редуції прив'язують до середнього напрямку $P-B$ і визначають їх за різницями $\Delta\beta_i = \beta_i^0 - \beta_i$:

$$u_i = s_i^0 \sin \Delta\beta_i (i=1,3); \quad f_1 = \frac{s_1^0}{s_2^0} - \cos \beta_1^0; \quad f_3 = \frac{s_3^0}{s_2^0} - \cos \beta_3^0;$$

$$F = f_1 \sin \beta_3^0 + f_3 \sin \beta_1^0;$$

$$r_x = (u_3 f_1 + u_1 f_3) / F; \quad r_y = (u_3 \sin \beta_1^0 - u_1 \sin \beta_3^0) / F,$$

де f_1, f_3, F – допоміжні величини, які можна підготувати завчасно до польових робіт.

Якщо опорні пункти A і C розташовані на діаметрі кола радіусом R , а пункт B посередині між ними (в центрі кола), то за вимірними кутами β_1 і β_3 визначається загальна редуція точки на коло за формулою І. І. Сказкіна [124]:

$$r = R \left(1 - \frac{1}{\sin \beta_1 \sqrt{1 + [\text{ctg} \beta_1 - 2\text{ctg}(\beta_1 + \beta_3)]^2}} \right).$$

У **способі оберненої біполярної засічки** (рис. 5.11), який застосовується для введення наближеної точки C у створ лінії AB за відсутності прямої видимості між її кінцями, визначають кут нестворності $\gamma = 180^\circ - \beta$, де β – лівий кут між напрямками ліній створу. Далі подано три варіанти побудови створу для одної, двох і трьох проміжних точок C :

$$1) r_1 = \frac{s_1^0 s_2^0 \sin \gamma}{[s^0]};$$

$$2) r_1 = \frac{s_1^0 (s_2^0 + s_3^0) \sin \gamma_1 + s_1^0 s_3^0 \sin \gamma_2}{[s^0]}; \quad r_2 = \frac{s_3^0 (s_1^0 + s_2^0) \sin \gamma_2 + s_1^0 s_3^0 \sin \gamma_1}{[s^0]};$$

$$3) r_2 = \frac{(s_1^0 + s_2^0)(s_3^0 + s_4^0) \sin \gamma_2 - s_1^0 (s_3^0 + s_4^0) \sin \gamma_1 - s_4^0 (s_1^0 + s_2^0) \sin \gamma_3}{[s^0]};$$

$$r_1 = \frac{s_1^0}{s_1^0 + s_2^0} (r_2 + s_2^0 \sin \gamma_1); \quad r_3 = \frac{s_4^0}{s_3^0 + s_4^0} (r_2 + s_3^0 \sin \gamma_3),$$

де $[s^0]$ – довжина створу AB .

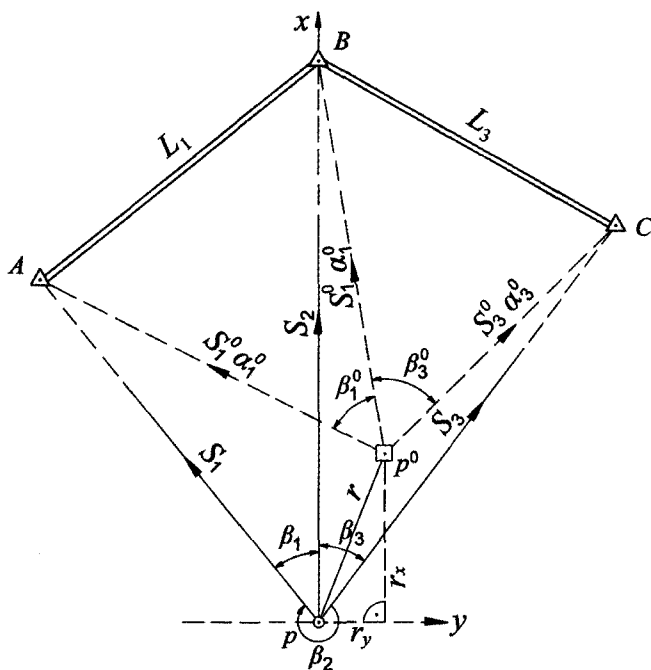


Рис. 5.10. Редукування точки у способі оберненої кутової засічки

Під час редукування наближена точка C зміщується перпендикулярно до напрямку створу. Точність визначення редуцій залежить від ступеня наближення точки до створу: чим ближче, тим краще. Похибка редуцій виражається наближеною залежністю:

$$m_r = \frac{Sm_\gamma i(n+1-i)}{\rho \sqrt{3(n+1)}},$$

де S – середня довжина лінії візування; n – кількість проміжних точок створу; i – порядковий номер проміжної точки в створі відносно його кінцевих пунктів; m_γ – похибка вимірювання кута нестворності.

Спосіб застосовується при розмічуванні перетину осей споруд, трасуванні ЛЕП, канатних доріг і т. п.

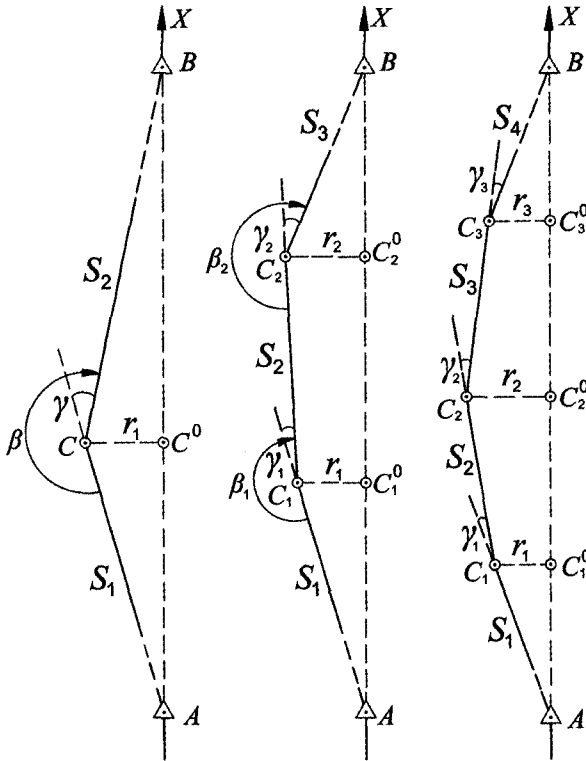


Рис. 5.11. Редукування точки у способі обернених біполярних засічок

5.13. Вплив похибок геометричних елементів побудов на точність визначення редуцій

Точність перенесення в натуру проектних точок в узагальненому методі розмічування залежить як від похибок всіх елементів фігур лінійно-кутових побудов, так і від форми їх геометричного зв'язку, тоді як у диференціальному методі ця точність визначається впливом похибок тільки основних елементів розмічування, а інші (допоміжні) виконують роль функціонального зв'язку між ними. Головні елементи побудов такі:

- 1) *відстані* – у способах полярних і прямокутних координат, лінійної та частково лінійно-кутової засічок;
- 2) *кути* – у способах полярних і прямокутних координат, прямої та оберненої кутових засічок, просторової кутової та частково лінійно-кутової засічок;
- 3) *поперечне зміщення* – на створі та у створній засічці.

Допоміжними елементами у всіх способах є азимути напрямів, кути засічок, відстані в кутових і частково у лінійно-кутових засічках.

Точність головних елементів побудов витікає з робочих формул редуцій в залежності від величини встановленого допуску. Допоміжні елементи мають бути відомі завчасно, а їх точність визначається із формул редуцій. Так, у прямій

кутовій засічці похибка поперечного зміщення l пункту, викликана похибкою вимірювання горизонтального кута і довжини напрямку засічки, має вигляд:

$$m_l = \sqrt{(Sm_\beta \sqrt{2} / \rho)^2 + (m_s \sin \delta\beta)^2}.$$

При умові $2Sm_\beta \sqrt{2} / \rho = m_s \sin \delta\beta$, після незначних перетворень, одержимо:

$$m_\beta \leq 0,32m_l \rho / S; \quad m_s \leq 0,89m_l S / l.$$

Для простоти розрахунку прийемо, що $l = r / \sqrt{2}$, $m_l = m_r / \sqrt{2}$ і $\delta\beta = r\rho / \sqrt{2}S$. Тоді отримаємо:

$$m_\beta \leq 0,23m_r \rho / S; \quad m_s / S \leq 0,89m_r / r.$$

У практиці розмічувальних робіт прийнято, щоби $m_r / r \leq 1/100 - 1/20$, і отже, відносна скп вимірювання відстаней як допоміжних величин може бути в указаних межах. Але якщо абсолютна величина редукації зростає, а похибка її вимірювання зменшується, тоді точність вимірювання довжин ліній може зрости в десять і навіть більше разів.

5.14. Розмічування криволінійних елементів споруд

5.14.1. Загальні відомості про криві

При будівництві автомобільних доріг, залізниць, трамвайних колій, магістральних трубопроводів і каналів виникає потреба в розмічуванні різних кривих: колової, еліпса, параболи, радіоїдальної спіралі, кубічної параболи та ін. Колова крива застосовується як основна на дорогах і каналах, еліпсна – на регуляційних дамбах, конусах насипу мостових опор; парабола – для формування вертикального поздовжнього і поперечного профілів автомобільних доріг; радіоїдальна спіраль (клотоїда) і кубічна парабола як перехідні криві – для пом'якшення переходу від прямої ділянки до колової кривої траси залізниць, автошляхів, трамвайних колій, веломототреків тощо.

Колова крива характеризується кутом повороту φ і радіусом R (рис. 5.12). Кут φ вимірюється у точці B – вершині кута повороту траси. Радіус R задається з урахуванням нормативних вимог, що висуваються до споруди.

Головні точки кривої (ПК – початок, СК – середина і КК – кінець кривої) визначаються відносно вершини і напрямів кута у вершині за допомогою основних елементів кривої (Т – тангенса або дотичної, Б – бісектриси, К – довжини кривої, Д – доміру):

$$T = R \operatorname{tg} \varphi / 2; \quad B = R \left(\frac{1}{\cos \varphi} - 1 \right); \quad K = \pi R \varphi / 180^\circ; \quad D = 2T - K. \quad (5.6)$$

Положення середньої точки СК можна визначити також за допомогою двох малих тангенсів t і кута $\varphi/2$ або півхорди b і стрілки f :

$$t = R \operatorname{tg} \varphi / 4; \quad b = R \sin \varphi / 2; \quad f = R(1 - \cos \varphi) = 2R \sin^2 \varphi / 4, \quad (5.7)$$

застосовуючи для цього відповідно способи створу, полярних та прямокутних координат.

Основні елементи кривих вибирають з таблиць для розмічування кривих (їх автори – Д. І. Власов і В. М. Логінов, В. М. Ганьшин і Л. С. Хренов та ін.).

При великих кутах повороту крива відходить від тангенсів на велику відстань, тому її розмічують кратними кривими з кутом $\varphi_1 = \varphi/n$, де n – кількість кратних кривих (рис. 5.13). Елементи кратних кривих визначають також за формулами (5.6).

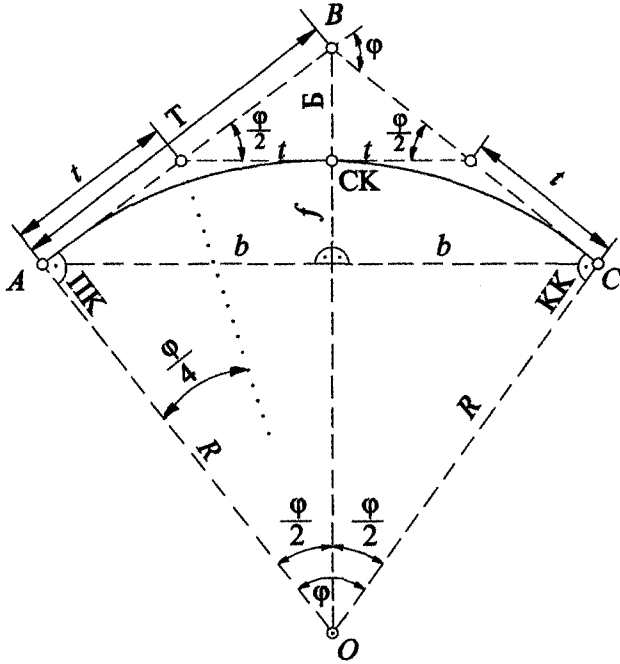


Рис. 5.12. Розмічування головних точок колової кривої

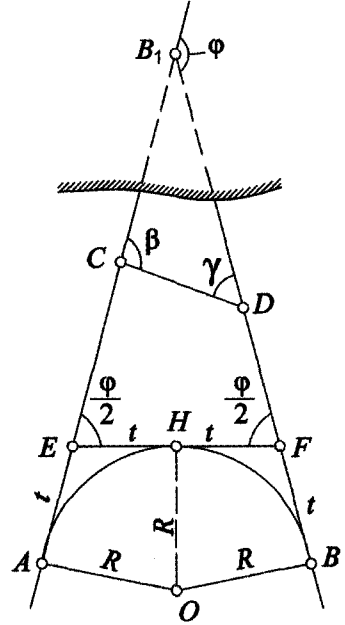


Рис. 5.13. Елементи колової кривої з недоступною вершиною кута повороту

Якщо при розмічуванні кривої її **вершина недоступна** (див. рис. 5.13), то кут φ отримують непрямым способом за вимірними кутами β і γ в проміжних довільних точках C і D . Виміривши відстань CD , із трикутника COB визначають відстані OC і OD . Потім, задаючись радіусом колової кривої, за кутами φ і $\varphi/2$ обчислюють відповідно величини T і t . Тепер легко знайти відстані:

$$CE = (T - t) - B_1C; \quad DF = (T - t) - B_1D, \quad (5.8)$$

за якими знаходять положення точок E і F – вершин складеної кривої. При цьому точка H є серединою всієї кривої і точкою з'єднання кратних кривих одного радіуса. Елементи кратних кривих визначають уже відомим способом, який застосовують для розмічування довгих кривих з великим кутом повороту, коли крива дуже далеко відходить від тангенса. В цьому випадку доцільно ділити криву на чотири і більше кратних частин.

При будівництві автошляхів у гірській місцевості часто використовують **серпантини** – звивисті (змієподібні) криві з трьома коловими кривими (рис. 5.14). Траса серпантини задається двома прямими лініями, що перетинаються в точці O –

вершині серпантини, в якій вимірюють гострий кут γ_0 між вказаними прямими. Геометрія серпантини формується з трьох кривих радіусом: основної R_0 та двох допоміжних кривих r_1, r_2 , які з'єднуються з основною за допомогою прямих вставок q_1 і q_2 . Якщо задати кути φ_1 і φ_2 повороту допоміжних кривих, то центральний кут $\varphi_0 = 180^\circ + \varphi_1 + \varphi_2 - \gamma_0$ дозволяє визначити довжини основної кривої та допоміжних кривих відповідно за формулами

$$K_0 = \frac{\pi R_0 \varphi_0}{180^\circ}; \quad K_1 = \frac{\pi r_1 \varphi_1}{180^\circ}; \quad K_2 = \frac{\pi r_2 \varphi_2}{180^\circ}.$$

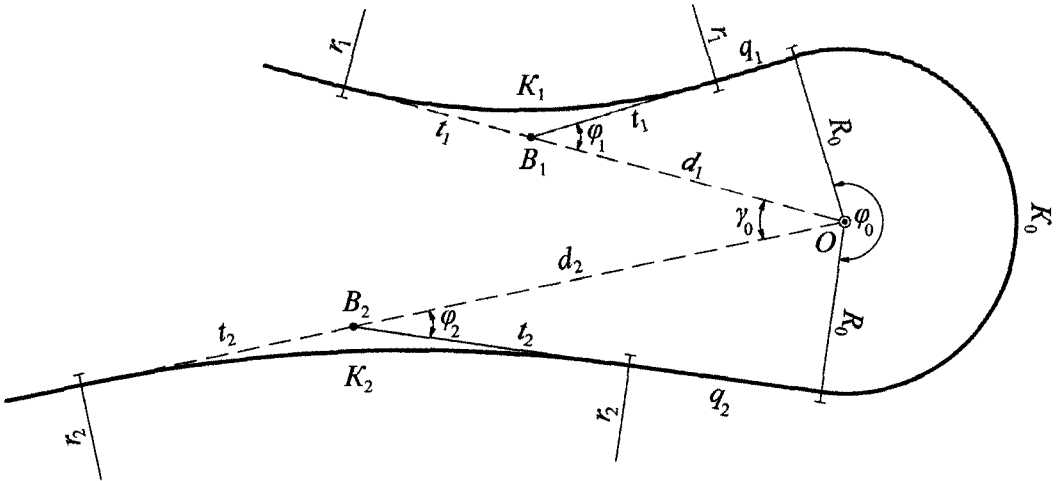


Рис. 5.14. Серпантина

Для розмічування вершини, початку та кінця допоміжних кривих обчислюють відстані $d_i = R_0 / \sin \varphi_i$ ($i = 1, 2$) вершин B_i від вершини серпантини O і тангенс $t_i = r_i \operatorname{tg} \varphi_i / 2$. Спочатку розмічують вершини допоміжних кривих, потім їх кінцеві точки, а від них за допомогою прямих вставок – початок та кінець основної кривої.

Якщо $r_1 = r_2 = r$ і $\varphi_1 = \varphi_2 = \varphi$, то серпантину називають симетричною, в якій кут φ визначається за формулою

$$\operatorname{tg} \frac{\varphi}{2} = \frac{-q + \sqrt{q^2 + (2r + R_0)R_0}}{2r + R_0}.$$

За визначеними елементами кривих обчислюють пікетажне положення всіх характерних точок серпантини.

У місцях зі складними топографічними та геологічними умовами використовують несиметричні серпантини, в яких центр основної кривої зміщується від точки перетину ліній траси.

5.14.2. Розмічування колових кривих

Положення кривої на місцевості характеризується не тільки її головними точками. Для будівництва споруди на місцевості необхідно знайти положення низки проміжних точок кривої. Відстань між ними вибирають з таким розрахунком, щоби крива мало відхилялася від хорди, що з'єднає суміжні точки. Відстань між проміжними точками кривої становить зазвичай 20 м при радіусі понад 500 м, 10 м – при радіусі 100-500 м і 5 м – при радіусі менше 100 м. Крім того, частота розмічування точок залежить від форми і матеріалу споруди та необхідної точності її зведення. Ці критерії визначають і точність розмічувальних робіт.

Розмічування точок кривої доцільно робити на пікетажах та їх частинах, наприклад, через 20 м. Тому, якщо пікетажне значення початку або кінця кривої не цілочислове, то у натуру переносять пікет або його частину, скажімо, способом прямокутних або полярних координат. Оскільки при розмічуванні між хордою і кривою виникає стрілка f вигину як похибка розмічування кривої, яка може перевищувати допуск на точність формування земляного полотна дороги, варто встановлювати допустиму довжину цієї стрілки, наприклад, 0,05 м. Тоді допустимі довжини хорди між точками розмічування кривої становитимуть:

$$c = \sqrt{8Rf}.$$

Значення c для $f = 0,05$ м наведено в табл. 5.2, з якої виходить, що при малих радіусах кривих частота розмічування дуже зростає. Тому в таких випадках краще основну розмітку робити через 20 м, а додаткові проміжні точки (одну або дві) в цьому інтервалі розмічувати за значеннями $f_1 = f_2$ від основної хорди за допомогою лазерної рулетки і малої лінійки. Стрілки вигину для одної (середньої) і двох рівновіддалених точок, розміщених в інтервалі k_0 (20-метрового відрізка) кривої, обчислюють відповідно за формулами

$$f_c = c^2 / 8R; \quad f = \frac{c}{3} \operatorname{tg} \left(\frac{k30^\circ}{\pi R} \right),$$

числові значення для яких наведено у табл. 5.2.

Є декілька способів детального розмічування кривих, які відрізняються особливостями вимірювань та умовами використання. Розмічування кривих радіусом менше 20 м виконується з центра кривої або за допомогою шаблонів.

Таблиця 5.2

Допустимі довжини хорд і стрілки вигину для 20-метрового інтервалу кривої, м

R	100	200	300	400	500	600	750	1000
c	6,32	8,94	10,95	12,65	14,14	15,49	17,32	20,00
f_c	0,50	0,25	0,17	0,12	0,10	0,08	0,07	0,05
$f_1 = f_2$	0,22	0,11	0,07	0,06	0,04	0,04	0,03	0,02

Спосіб прямокутних координат. У ньому за вісь абсцис приймають лінію тангенса (дотичну), за початок координат – початок кривої для першої і кінець кривої для другої вітки. Задавшись відстанню k до проміжної точки кривої від початку координат (рис. 5.15), знаходять центральний кут і прямокутні координати точок:

$$\psi = k180^\circ / \pi R; \quad x_i = R \sin i\psi; \quad y_i = R(1 - \cos i\psi), \quad (5.9)$$

де i – поточний номер точки кривої ($i = 1, 2, \dots, n$); n – кількість частин кривої.

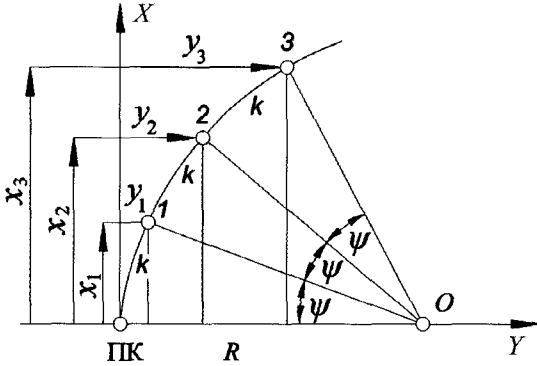


Рис. 5.15. Детальне розмічування кривої способом прямокутних координат

Замість абсцис часто використовують різницю $(k - x)$, яка визначається у таблицях за аргументом k , а абсцису знаходять як різницю $x = k - (k - x)$. Для розмічування точки рулеткою – металевою або лазерною – спочатку відкладають абсцису вздовж тангенса, фіксують тимчасову створну точку, а потім будують до неї перпендикуляр та відкладають ординату y , в кінці якої закріплюють точку кривої.

Похибки розмічування точки і радіуса кривої цим способом визна-

чаються за формулами

$$m = \sqrt{[(1 - y/R)m_x]^2 + (x/Rm_y)^2}; \quad m_R = \sqrt{[(1 - y/R)m_y]^2 + (x/Rm_x)^2}.$$

Спосіб застосовується для розмічування колових і перехідних кривих, особливо в тих випадках, коли крива близько підходить до тангенса, а також при винесенні пікета на криву.

Спосіб полярних координат полягає у побудові в початку кривої полярного кута $\psi_i/2$ і послідовному відкладанні довжини хорди c_i до точки кривої ($i = 1, 2, \dots, n$). Необхідні величини визначаються за формулами

$$\psi_i/2 = ik90^\circ / \pi R; \quad k = K/2n; \quad c_i = 2R \sin \psi_i/2,$$

де k – довжина кривої між сусідніми точками, яку переважно округлюють до нормативної (20, 10 і 5 м); n – кількість точок одної половини кривої; K – довжина всієї кривої від ПК до КК.

Похибки визначення положення точки і радіуса кривої визначаються за формулами

$$m = \sqrt{\left(\cos \frac{\Psi}{2} m_S\right)^2 + \left(S \sin \frac{\Psi}{2} m_{\psi/2} / \rho\right)^2}; \quad m_R = \sqrt{\left(\sin \frac{\Psi}{2} m_S\right)^2 + \left(S \cos \frac{\Psi}{2} m_{\psi/2} / \rho\right)^2}.$$

Близьким до полярного є **спосіб кутово-лінійної засічки** (рис. 5.16), в якому замість полярних відстаней до точок кривої послідовно відкладаються малі хорди: для l -ї точки відстань $l = c_1$ від початку кривої, для 2 -ї – та ж відстань, але від

точки 1, для 3-ї – аналогічно від точки 2 і т. д. до кінця вітки. Зауважимо, що розмічування зручно виконувати металевою рулеткою, початок якої прикладається до попередньої точки, а кінець поворотами рулетки по азимуту виводиться на лінію візування теодолітом. Недолік цього способу очевидний: похибка останньої точки включає похибки розмічування всіх попередніх точок. Тому завдяки застосуванню електронного тахеометра спосіб полярних координат стає найефективнішим.

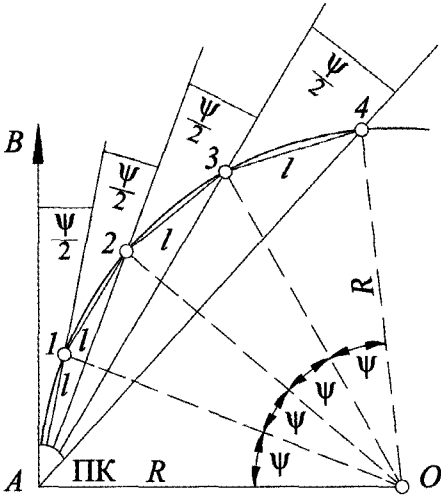


Рис. 5.16. Детальне розмічування кривої способом кутово-лінійної засічки

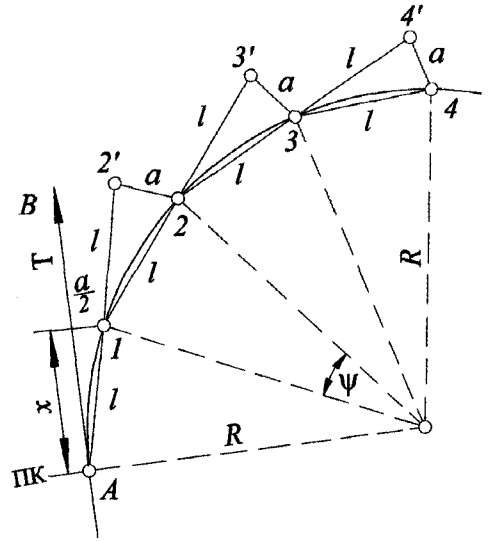


Рис. 5.17. Детальне розмічування кривої способом продовжених хорд

Спосіб продовжених хорд. При заданій довжині хорди l (рис. 5.17), наприклад, 10 м, визначають зміщення:

$$a = l^2 / R,$$

за допомогою якого розмічують всі точки кривої, окрім першої (її отримують за прямокутними координатами $x \approx l$ і $y = a/2$). Протягнувши через ПК (точка A) і точку 1 мірний прилад (рулетку) або трос завдовжки $2l$, на її продовженні поза кривою одержують допоміжну точку $2'$. Для отримання точки 2 на кривій рулетку притримують у точці 1 , а її кінець зміщують до кривої на величину a і фіксують точку 2 . Аналогічно отримують точку 3 на основі лінії $l-2$ і так далі до середини кривої. Похибка розмічування зростає із збільшенням кількості точок. Її визначають за формулою

$$m = 2m_a \sqrt{n-1}, \quad (5.10)$$

де m_a – похибка відкладання зміщення кінця рулетки (2-3 мм).

Застосовується цей спосіб в обмеженій смузі (насіп, виїмка, шахта, тунель) або якщо не вимагається висока точність розмічування.

Спосіб трьох точок аналогічний способу продовжених хорд. Для хорди завдовжки l обчислюють стрілку:

$$f = l^2 / 2R, \quad (5.11)$$

за якою визначають всі точки кривої (рис. 5.18). Спочатку розмічують точку 1 за прямокутними координатами x і y . Потім трос завдовжки $2l$ протягують так, щоб у точці 1 він проходив через точку 1' з внутрішньої сторони кривої на відстані f . У цьому положенні троса закріплюють точку 2. Потім початок троса переносять у точку 1, укладають його зі стрілкою f у точці 2 і фіксують точку 3 і так далі до середини кривої. Застосування цього способу аналогічно способу продовжених хорд. Похибка розмічування точок розраховується за формулою (5.10) з використанням похибки відкладання стрілки від лінії троса.

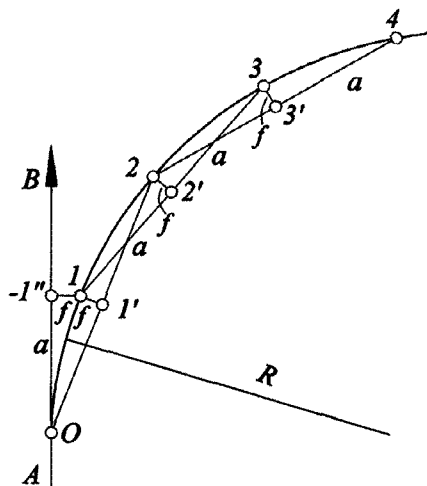


Рис. 5.18. Детальне розмічування кривої способом трьох точок

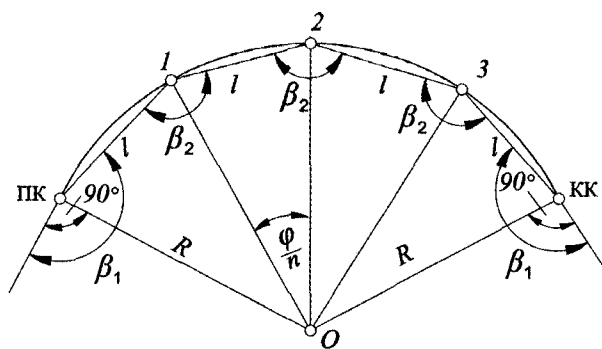


Рис. 5.19. Детальне розмічування кривої способом вписаного багатокутника

Спосіб вписаного багатокутника полягає у поділі всієї кривої на n рівних частин з довжиною l хорд (рис. 5.19):

$$l = 2R \sin \varphi / 2n,$$

де φ – кут повороту траси.

Потім обчислюють кути:

$$\beta_1 = 180^\circ - \varphi / 2n; \quad \beta_2 = 180^\circ - \varphi / n$$

і починають розмічування. Для цього теодолітом, встановленим у точці ПК (або КК), будують кут β_1 і вздовж напрямку цього кута відкладають хорду l та фіксують точку 1. Встановивши на ній теодоліт, будують кут β_2 , фіксують точку 2 і так до середини кривої. Завдяки високій точності лінійних і кутових вимірювань спосіб використовується для розмічування кривих у тунелебудуванні.

Недолік способу – втрата точності розмічування кривої при збільшенні кількості хорд, особливо коротких. Похибка положення середньої точки кривої:

$$m_K = \sqrt{[m_l^2 + (lm_\beta / \rho)^2]n/2}.$$

При великих хордах l кожену частину кривої доцільно ділити на n_c частин і проміжні рівновіддалені точки цієї частини розмічувати способом прямокутних координат від хорди:

$$x_i = c_i \cos \delta_i; \quad y_i = c_i \sin \delta_i; \quad c_i = 2R \sin \varphi_c / 2n_c;$$

$$\varphi_c = \varphi / 2n; \quad \delta_i = \frac{\varphi_1}{2n_c} (n_c - i),$$

де i – номер проміжної точки ділянки кривої з довжиною хорди c .

Спосіб довільної станції. Описані вище способи розмічування кривих вимагають суцільної видимості вздовж кривої, що іноді важко забезпечити на практиці. Тому при наявності електронного тахеометра можна вибрати довільну станцію D (див. п. 5.10), з якої є видимість на головні точки A_1, B, A_2 і розмічувані точки $P_{1i}, P_{2i} (i = 1, 2, \dots, n)$ кривої (рис. 5.20). Надавши головним точкам кривої умовні координати, які виписані на рисунку, та вимірявши відстані S_1, S_3, S_2 і кути ω_1, ω_2 між ними, визначають врівноважені координати довільної станції. Потім за координатами точок P_{1i} лівої половини кривої визначають полярний кут $\beta_{1i} = \alpha_{1i} - \alpha_1$ та відстань S_{1i} , за якими розмічують точки до середини кривої. Для правої половини кривої за прямокутними координатами x_{2i}, y_{2i} точок відносно кінця кривої A_2 і тангенса можна визначити координати

$$\begin{aligned} \bar{x}_{2i} &= T + (T - x_{2i}) \cos \varphi - y_{2i} \sin \varphi; \\ \bar{y}_{2i} &= (T - x_{2i}) \sin \varphi + y_{2i} \cos \varphi, \end{aligned} \quad (5.12)$$

а потім аналогічно обчислити полярний кут β_{2i} і відстань S_{2i} .

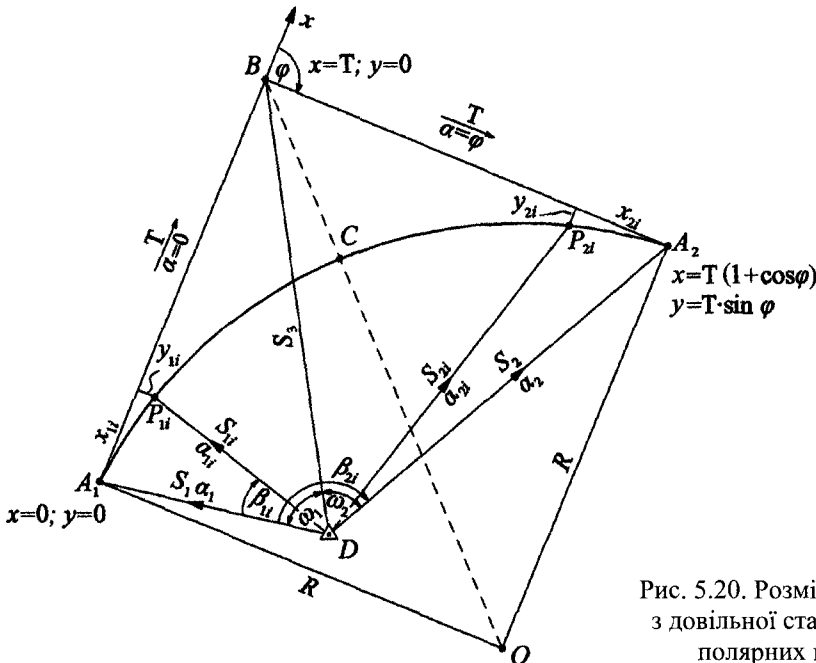


Рис. 5.20. Розмічування кривої з довільної станції способом полярних координат

Принадно зауважимо, що точки правої частини кривої можна було б розмітити як і лівої, але для цього координати довільної станції треба визначати по трьох точках: A_1 , B і A_2 з координатами в єдиній системі.

5.14.3. Розмічування перехідних кривих

Для погашення відцентрової сили і забезпечення плавності руху при переході з прямої ділянки шляху на криву їх з'єднують за допомогою перехідної кривої. Головною особливістю перехідної кривої є її радіус ρ , який плавно змінюється від ∞ на початку кривої до радіуса R колової кривої. В межах перехідної кривої роблять односхилий поперечний профіль (віраж) з нахилом до центру (на автомобільних дорогах) або піднімають зовнішню рейку над внутрішньою (на залізничних коліях при $R < 2000$ м). Схему погашення відцентрової сили на віражі показано на рис. 5.21, *a*, де $F = PV^2 / g\rho$ – відцентрова сила; P – маса транспортного засобу; g – сила земного тяжіння; a – розмір колісної пари; v_n – кут поперечного нахилу шляхового полотна або колії залізниці. Сумарна дія двох векторів сил скерована перпендикулярно до поверхні шляху, чим забезпечується однакове щеплення коліс транспортного засобу. Поперечний ухил вказаної поверхні змінюється поступово від початку перехідної кривої (початку відгону віражу) до її кінця (рис. 5.21) і він утворюється за рахунок збільшення поздовжнього ухилу зовнішнього краю автошляху або зовнішньої рейки залізниці на величину u_B – ухил відгону віражу, формуючи додаткове перевищення:

$$h_l = lu_B = a \sin v_n = aF / P = aV^2 / g\rho; \quad h_L = Lu_B \quad (5.13)$$

де v_n – поперечний кут нахилу їздової поверхні.

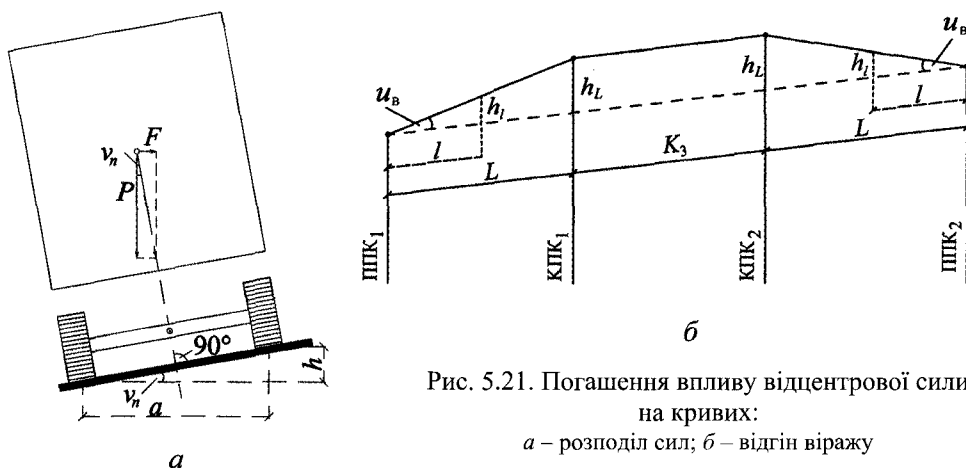


Рис. 5.21. Погашення впливу відцентрової сили на кривих:

a – розподіл сил; *б* – відгін віражу

З цієї формули отримуємо залежність $l\rho = aV^2 / gu_B$, в якій права частина є константою: $C = aV^2 / gu_B$, оскільки швидкість руху на кривій однакова, а ухил u_B відгону віражу приймається 0,005-0,01 на автошляхах і 0,0005-0,001 – на залізницях. В кінці відгону віражу, де $l = L$ і $\rho = R$, перевищення h стає максимальним і тому на коловій кривій поперечний ухил віражу приймає максимальне і постійне значення (на автошляхах не більше за 0,060, а на залізницях обмежується пере-

вищенням головок рейок до 150 мм). Теоретично ухил віражу (%) на колівій кривій визначається за формулою

$$v_n = 0,79V^2 / R. \quad (5.14)$$

Рівняння перехідної кривої виводиться з умови (5.13), щоби у кожній її поточній точці кут нахилу віражу або піднесення рейки залізничної колії врівноважували дію відцентрової сили. Воно виглядає так:

$$\rho = RL/l = C/l; \quad C = RL, \quad (5.15)$$

де ρ, l, C – відповідно радіус, відстань біжучої точки кривої від її початку та стала величина або параметр перехідної кривої.

За формулою (5.15) на початку перехідної кривої $l = 0$ і $\rho = \infty$, а в кінці $l = L$ і $\rho = R$. Але на практиці виконати цю вимогу можна з деяким наближенням, або зі зміною геометрії колової кривої. За умовами розташування перехідних кривих колової криві поділяють на криві без зміщеного центра, коли їх нормативний радіус зменшується приблизно на величину p , тобто стає рівним $R' = R - p / \cos \varphi_L$ (рис. 5.22), та зі зміщеним центром, коли нормативний радіус залишається незмінним, але при цьому її центр O зміщується в точку O_1 (рис. 5.23) на величину

$$p = \frac{L^2}{24R} \left(1 - \frac{L^2}{112R^2} \right); \quad B_p = \frac{p}{\cos \varphi / 2}, \quad (5.16)$$

де φ – кут повороту траси; R – нормативний радіус колової кривої.

У більшості країн Європи використовують перехідні криві зі зміщеним центром. Перехідною кривою служить радіоїдальна спіраль або клотоїда [94]. Довжина перехідної кривої вибирається в залежності від радіуса колової кривої та швидкості руху транспорту. На автошляхах довжина кривих звичайно береться в межах від 40 до 120 м і вона кратна 10 м, а на залізницях – від 80 до 220 м і кратна 20 м. Більші довжини кривих приймаються на швидкісних магістралях.

Розмічування точок перехідної кривої ведеться способом прямокутних координат від тангенсів, який трансформується у спосіб полярних координат. В основу розрахунку прямокутних координат клотоїди покладено диференціальну формулу кута:

$$d\varphi_l = dl / \rho \quad \text{або} \quad \varphi_l = \int \frac{dl}{C} = \frac{l^2}{2C}. \quad (5.17)$$

Якщо у кінці перехідної кривої $l = L$, то кут клотоїди

$$\varphi_L = \frac{L}{2R}; \quad \varphi_L = \frac{90^\circ L}{\pi R} \quad (5.18)$$

відповідно у радіанній та градусній мірі.

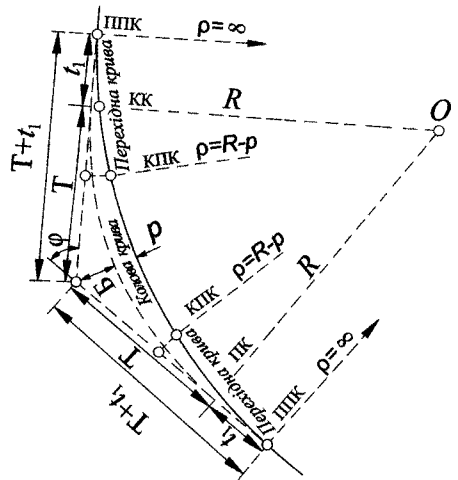


Рис. 5.22. Перехідна крива

з незміщеним центром кругової кривої

За кутом φ_1 можна обчислити прямокутні координати будь-якої точки клотоїди за формулами

$$x = l \left(1 - \frac{l^4}{40C^2} + \frac{l^8}{3456C^4} - \dots \right); \quad y = \frac{l^3}{6C} \left(1 - \frac{l^4}{56C^2} + \frac{l^8}{7040C^4} - \dots \right). \quad (5.19)$$

На кінці клотоїди, коли $l = L$, ці координати мають вигляд:

$$x_L = L \left(1 - \frac{L^2}{40R^2} + \frac{L^4}{3456R^4} - \dots \right); \quad y_L = \frac{L^2}{6R} \left(1 - \frac{L^2}{56R^2} + \frac{L^4}{7040R^4} - \dots \right). \quad (5.20)$$

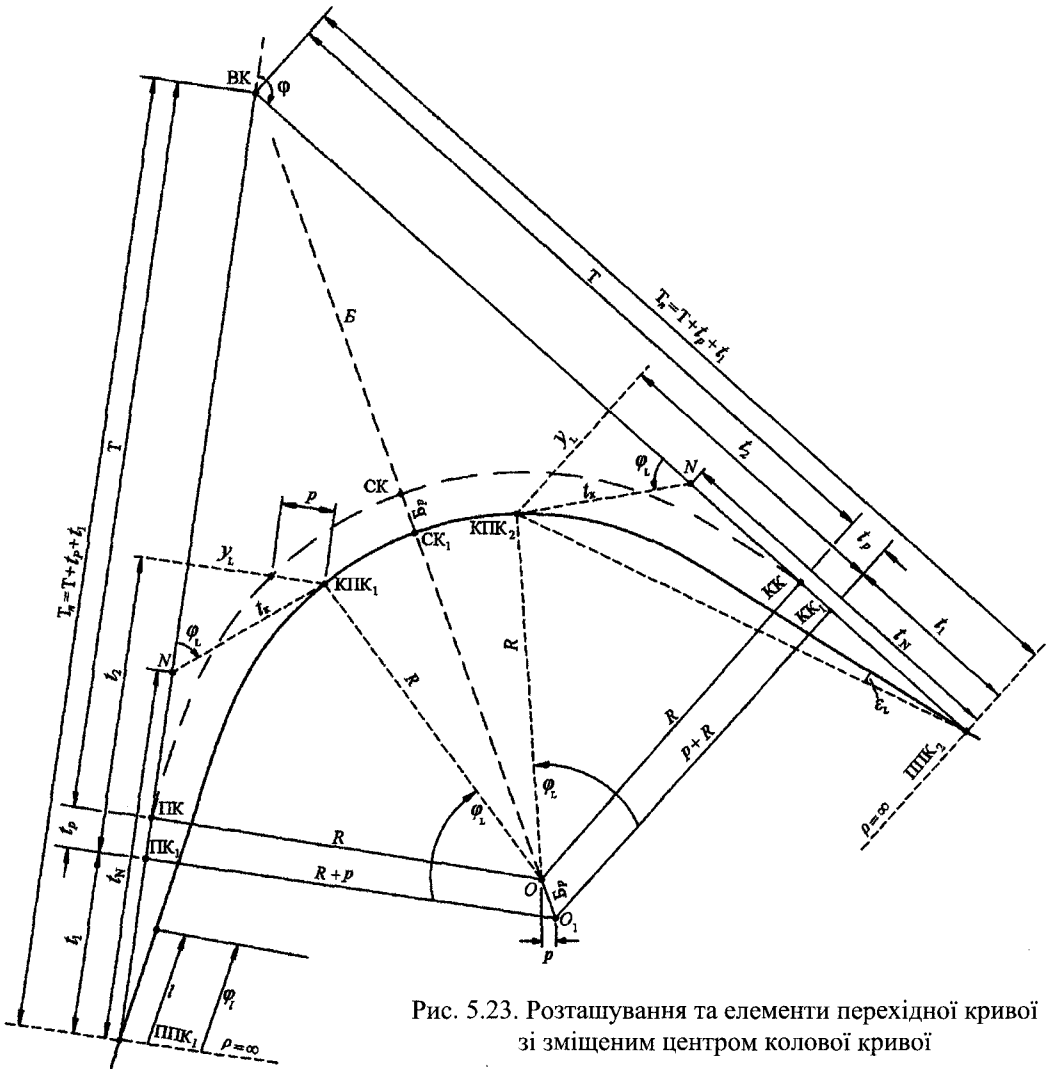


Рис. 5.23. Розташування та елементи перехідної кривої зі зміщеним центром колової кривої

На протяжних клотоїдних трасах, швидкісних з'їздах, мототреках координати обчислюють з точністю до 1 мм, що вимагає врахування додаткових членів розкладу тригонометричних функцій у ряд Маклорена. Далі наведено розширені формули, зручні для обчислень на комп'ютері [22]:

$$\begin{aligned}
 x &= l \left\{ 1 - \frac{q^2}{40} \left[1 - \frac{q^2}{86,4} \left(1 - \frac{q^2}{173,333} \left[1 - \frac{q^2}{292,92} \left(1 - \frac{q^2}{444,71} \left[1 - \frac{q^2}{628,6} \right] \right) \right] \right) \right] - \dots \right\}; \\
 y &= \frac{lq}{6} \left\{ 1 - \frac{q^2}{56} \left[1 - \frac{q^2}{125,714} \left(1 - \frac{q^2}{229,091} \left[1 - \frac{q^2}{364,8} \left(1 - \frac{q^2}{532,63} \right) \right] \right) \right] - \dots \right\}; \\
 x_L &= L \left\{ 1 - \frac{Q^2}{40} \left[1 - \frac{Q^2}{86,4} \left(1 - \frac{Q^2}{173,333} \left[1 - \frac{Q^2}{292,92} \left(1 - \frac{Q^2}{444,71} \left[1 - \frac{Q^2}{628,6} \right] \right) \right] \right) \right] - \dots \right\}; \quad (5.21) \\
 y_L &= \frac{RQ^2}{6} \left\{ 1 - \frac{Q^2}{56} \left[1 - \frac{Q^2}{125,714} \left(1 - \frac{Q^2}{229,091} \left[1 - \frac{Q^2}{364,8} \left(1 - \frac{Q^2}{532,63} \right) \right] \right) \right] - \dots \right\};
 \end{aligned}$$

$$q = \frac{l^2}{C}; \quad Q^2 = \left(\frac{L}{R} \right)^2.$$

Для прив'язки початку/кінця клоатоїд (точок ППК₁/КПК₁ та ППК₂/КПК₂) до головних точок кривої ПК і КК використовують додатки до тангенсів $t_1 = x_L - t_2$ і t_2 та ординати y_L . Для обчислення додатків t_1 і t_2 з похибкою до 0,5 мм зручні формули

$$\begin{aligned}
 t_1 &= \frac{L}{2} \left\{ 1 - \frac{Q^2}{120} \left[1 - \frac{Q^2}{144} \left(1 - \frac{Q^2}{242,67} \left[1 - \frac{Q^2}{376,6} \right] \right) \right] - \dots \right\}; \\
 t_2 &= \frac{L}{2} \left\{ 1 - \frac{Q^2}{24} \left[1 - \frac{Q^2}{80} \left(1 - \frac{Q^2}{168} \left[1 - \frac{Q^2}{288} \right] \right) \right] - \dots \right\}.
 \end{aligned} \quad (5.22)$$

На кривих **без зміщеного центра** колової кривої (див. рис. 5.23) середина кожної гілки клоатоїди розташовується на радіусі колової кривої в точках ПК і КК, а початок умовних прямокутних координат – у точках ППК₁ та ППК₂, в яких радіус їх кривини дорівнює нескінченності, напрям на вершину колової кривої приймається за вісь абсцис, а вісь ординат перпендикулярна до неї. Кінцеві точки клоатоїд до точок ПК і КК прив'язують відповідно додатками t_1 і t_2 до тангенса (абсцисою) і ординатою y_L . Але значення додатків t_1 і t_2 , які визначаються за формулами

$$t_1 = x_L - t_2; \quad t_2 = (R - p / \cos \varphi_L) \sin \varphi_L; \quad \varphi_L = \frac{90^\circ L}{\pi(R - p / \cos \varphi_L)} \approx \frac{90^\circ L}{\pi(R - p)},$$

збігаються з величинами (5.22).

Елементи перехідної кривої без зміщеного центра визначають за формулами

$$T_{\Pi} = T + t_1; \quad K_{\Pi} = L + \pi(R - p / \cos \varphi_L)(\varphi - 2\varphi_L) / 180^\circ \approx K + L; \quad (5.23)$$

$$B_{\Pi} = B + B_p; \quad B_p = p / \cos \varphi_L \approx p \cos \varphi / 2; \quad D_{\Pi} = 2T_{\Pi} - K_{\Pi} = D + 2t_1 - L,$$

де T, B, K, D і $T_{\Pi}, B_{\Pi}, K_{\Pi}, D_{\Pi}$ – елементи колової та перехідної кривих.

Суттєвий недолік перехідної кривої без зміщення центра колової кривої – вкорочення радіуса залишкової колової кривої на величину $p / \cos \varphi_L$, яка може сягати 1 м, що створює незручності як під час розмічувальних робіт, так і при аналізі дефор-

мації залізничних колій у тунелях і метрополітенах, при використанні таблиць кривих з координатами для нормативних значень радіусів. Крім того, залишкова колова крива не паралельна вихідній кривій. На жаль, в тунелях і метрополітенах України традиційно (за прикладом московських тунелебудівників) досі користуються перехідними кривими без зміщення центра колової кривої і обчислюють додатки до тангенсів за формулами, які не враховують реального радіуса колової кривої $(R - p / \cos \varphi_L)$, що впливає на точність розрахунку пікетажу. Вихід із становища – повсюдне застосування кривих зі зміщеним центром колової кривої.

Клотоїда **зі зміщеним центром** колової кривої (див. рис. 5.23) відрізняється саме тим, що центр такої кривої O зміщується в положення O_1 , чим викликається зміщення точок ПК і КК, в яких розташовуються середини перехідних кривих, в положення ПК₁ і КК₁ на величину

$$t_p = ptg\varphi/2, \quad (5.24)$$

а відстань центра O_1 кривої від тангенса становитиме $R + p$. Елементи перехідної кривої визначаються за формулами

$$T_{\Pi} = T + t_p + t_1; \quad K_{\Pi} = 2L + \frac{\pi R(\varphi - 2\varphi_L)}{180^\circ} \approx K + L; \quad (5.25)$$

$$B_{\Pi} = B + B_p; \quad B_p = \frac{P}{\cos \varphi/2}; \quad D_{\Pi} = D + 2(t_1 + t_p) - L.$$

Нарешті, зауважимо, що прямокутні координати точок для обох кривих обчислюють за тими самими формулами (5.18-5.20).

Для прикладу розглянемо розрахунок елементів перехідної кривої двох видів для заданої колової кривої з $R = 500$ м, $\varphi = 26^\circ 16'$ та її елементами: $T = 116,660$; $K = 229,220$; $B = 13,429$; $D = 4,101$ м. Довжина перехідної кривої $L = 80$ м.

Для перехідної кривої без зміщення центра колової кривої отримано:

$$p = 0,533 \text{ м}; \quad \varphi_L = 4,588538^\circ; \quad \varphi - 2\varphi_L = 17,089591^\circ; \quad R - p / \cos \varphi_L = 499,465;$$

$$t_2 = 39,957; \quad t_1 = 39,991 \text{ м (контроль: } x_L = t_1 + t_2 = 79,949 \text{ м)}; \quad T_{\Pi} = 156,651;$$

$$K_3 = 148,976; \quad K_{\Pi} = 308,976; \quad B_{\Pi} = B + p / \cos \varphi_L = 13,964;$$

$$D_{\Pi} = 2(T + t_1) - K_{\Pi} = 4,326 \text{ м.}$$

Для такої ж перехідної кривої із зміщеним центром колової кривої маємо:

$$t_p = 0,124; \quad B_p = 0,547; \quad \varphi_L = 4,583662^\circ; \quad \varphi - 2\varphi_L = 17,099342^\circ; \quad T_{\Pi} = 156,775;$$

$$K_3 = 149,220; \quad K_{\Pi} = 309,220; \quad B_{\Pi} = 13,976; \quad D_{\Pi} = 4,331 \text{ м.}$$

При цьому використано додатки до тангенсів, які однакові в обох типах перехідних кривих.

Порівняння довжин кривих свідчить, що їх значення різняться на величину $2t_p = 0,248$ м з похибкою 4 мм.

Для організації детального розмічування залишкової колової кривої на її кінцях, тобто в точках КПК₁ і КПК₂, будують дотичну до кривої на основі точки N , яка розташована на лінії тангенса (див. рис. 5.23). Для перенесення в природу визначають відстань t_N цієї точки від ППК та контрольну відстань t_k за формулами

$$t_N = x_L - \frac{y_L}{\operatorname{tg}\varphi_L}; \quad t_k = \frac{y_L}{\sin\varphi_L}.$$

Спосіб можна використати і для розмічування кінця перехідної кривої за величинами φ_L і t_k .

На завершення цього розгляду доречно зазначити, що у Київському автомобільно-дорожньому інституті (КАДІ) професором О. А. Білятинським і доцентом О. М. Тарановим було розроблено перехідну криву – **кадіюду** [117] з такими параметрами:

$$\varphi_l = \frac{(2L-l)^3}{2RL^3}; \quad \varphi_L = \frac{L}{2R}; \quad \rho = \frac{RL^3}{(3L-2l)^2}; \quad p \approx \frac{L^2}{40R}, \quad (5.26)$$

зміщення якої в 1,5 раза менше, ніж у клотоїді [22, 117].

Координати точок кадіюди визначаються за формулами

$$x = 1,875R\varphi \int_0^t t^3 \cos\varphi(6t^2 - 15t + 10)dt; \quad y = 1,875R\varphi \int_0^t t^3 \sin\varphi(6t^2 - 15t + 10)dt;$$

$$t = l/L,$$

де φ – кут повороту траси в радіанах.

Проте вона має суттєвий недолік, оскільки не забезпечує постійного ухилу лінії відгону віражу (рис. 5.24): в середині першої половини кривої профільна лінія понижується, а в середині другої підвищується на 10–20 мм, що знижує динамічні якості кривої. Вихід зі становища – використання клотоїдного варіанту відгону віражу, оскільки тенденція зростання швидкості руху поїздів (до 350 км/год на залізницях Китаю і 580 км/год на повітряній подушці в Японії) вимагає надзвичайно високої точності розмічування їх у плані та профілі. Очевидно, кадіюду можна застосовувати для будівництва і реконструкції автошляхів IV-V категорій.

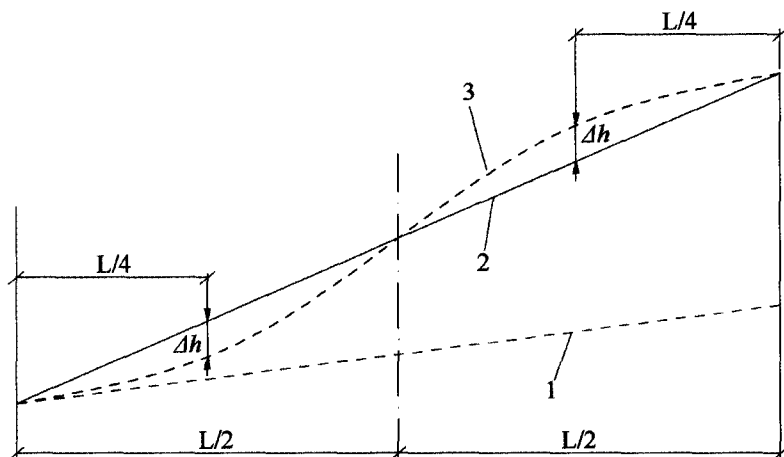


Рис. 5.24. До відгону віражу на перехідних кривих:

- 1 – проектна лінія внутрішньої крайки дороги;
- 2, 3 – лінії відгону віражу в клотоїді та кадіюді

5.14.4. Несиметричні та інвертні клотоїди

Досі розглядалися симетричні перехідні криві, які набули широкого застосування на практиці. Однак в особливих умовах трасування шляхів мають місце і **несиметричні перехідні криві**, тобто криві, які мають різну довжину. Розрахунок параметрів таких кривих практично не відрізняється від симетричних, за винятком того, що для кожної довжини кривої визначаються кути φ_{L_1} і φ_{L_2} , які використовуються для визначення довжини залишкової колової кривої за значеннями кута $\varphi - (\varphi_{L_1} + \varphi_{L_2})$. Зауважимо, що коли залишкова крива $K_3 = 0$ і $\varphi_{L_1} + \varphi_{L_2} = \varphi$, то таку криву називають *біклотоїдою*.

На серпантинах використовують інвертні або *S*-подібні клотоїди (рис. 5.25). Геометрично вони відрізняються від біклотоїди тим, що у них в одній точці O з'єднуються початки клотоїд, які можуть бути як симетричними, так і несиметричними, та примикати до колових кривих різних радіусів. Точка O приймається умовно за початок координат.

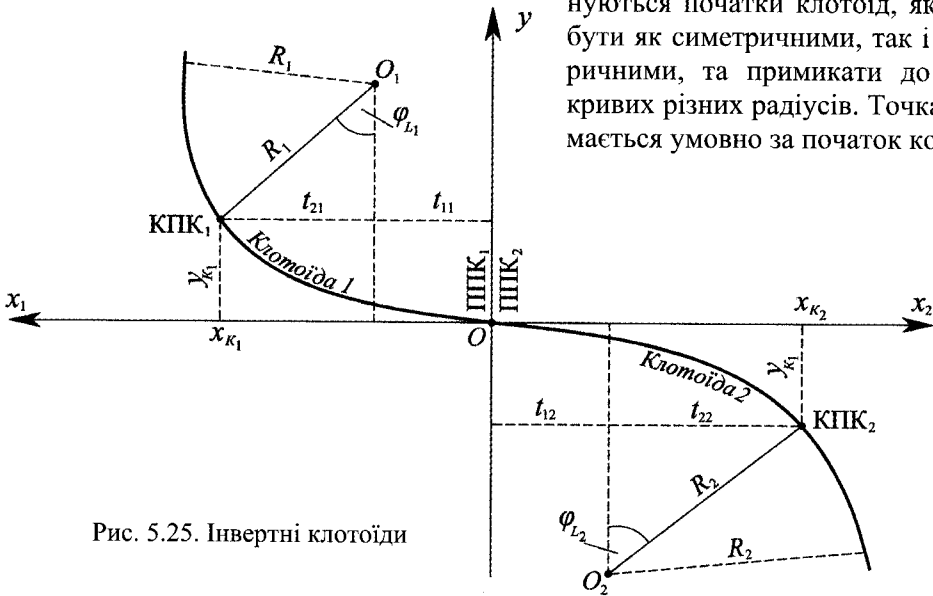


Рис. 5.25. Інвертні клотоїди

Для розмічування таких клотоїд та колових кривих задають їх довжини L_1, L_2 і радіуси R_1, R_2 , за якими визначають прямокутні координати кінців клотоїд x_{K_1}, y_{K_1} та x_{K_2}, y_{K_2} , додатки t_{21}, t_{11} і t_{22}, t_{12} , а також координати центрів колових кривих:

$$x_1 = t_{11}; \quad y_1 = y_{K_1} + R_1 \cos \varphi_{L_1};$$

$$x_2 = t_{12}; \quad y_2 = y_{K_2} + R_2 \cos \varphi_{L_2}.$$

При розташуванні кривих в обмежених місцях підбирають як довжини клотоїд, так і радіуси колових кривих.

5.14.5. Вертикальні криві

Переломи поздовжнього профілю доріг (рис. 5.26) з'єднуються вертикальними **коловими кривими**. Розрізняють опуклі та вгнуті вертикальні криві. Для забезпечення видимості на опуклих кривих їх радіуси обирають більшими, ніж на вгнутих (1000-30 000 м на перших і 100-3 000 м – на других). Більші радіуси приймаються на залізницях, а менші – на автомобільних шляхах. Треба зауважити, що під час проектування профілю автошляхів та залізниць намагаються не суміщати вертикальні криві з горизонтальними, оскільки поєднанням таких кривих утворюється їзова поверхня двоякої кривини і погіршуються умови щеплення коліс транспортних засобів з покриттям дороги.

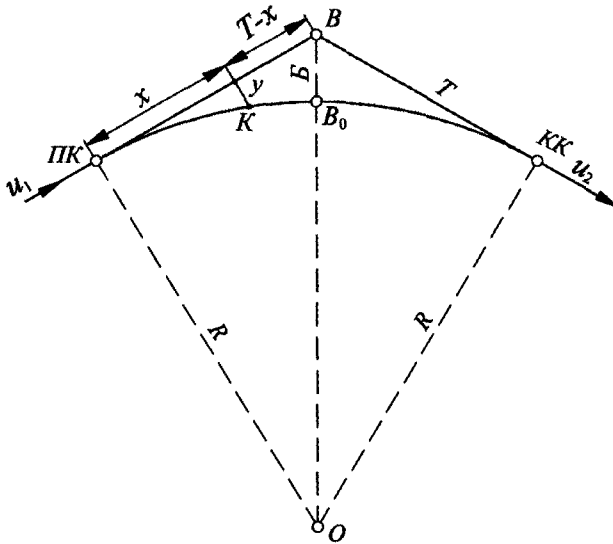


Рис. 5.26. Розрахунок і розмічування проектних позначок точок на коловій вертикальній кривій

Елементи вертикальних колових кривих визначають за радіусом та алгебричною різницею кутів нахилу або ухилів за формулами

$$T = R \operatorname{tg}(\nu_1 - \nu_2) / 2 \approx R(u_1 - u_2) / 2; \quad K = \pi R(\nu_1 - \nu_2) / 180^\circ \approx 2T; \quad (5.27)$$

$$B = R[\sec(\nu_1 - \nu_2) / 2 - 1] \approx T^2 / 2R,$$

де u_1, u_2 – ухили першої та другої з'єднуваних ліній поздовжнього профілю шляху.

Для детального розмічування вертикальних колових кривих у проектах автошляхів та залізниць обчислюють проектні позначки проміжних точок профільної лінії із врахуванням її кривини за формулою, яка придатна для обох частин кривої:

$$H_K = H_B - (T - x) \sin \nu_1 \mp y \cos \nu_1 \approx H_B - (T - x)u_1 \mp y; \quad y \approx x^2 / 2R,$$

де H_B, H_K – проектні позначки вершини перелому поздовжнього профілю та біжучої точки кривої; x – абсциса цієї точки від початку кривої; y – поправка за кривину, яка вводиться із знаком “мінус” для опуклих кривих та зі знаком “плюс” – для

вгнутих; u – ухил лінії тангенса вертикальної кривої ($v = \operatorname{arctg} u$). Елементи кривих вказуються у таблицях для розмічування кривих.

На практиці мають місце і вертикальні **перехідні криві**, наприклад, у метрополітенах, на швидкісних магістралях, монорейкових дорогах, мототреках і навіть у металургійних машинах неперервного розливання сталі. Координати точок таких кривих (рис. 5.27) обчислюють з точністю до 1-0,1 і навіть до 0,01 мм.

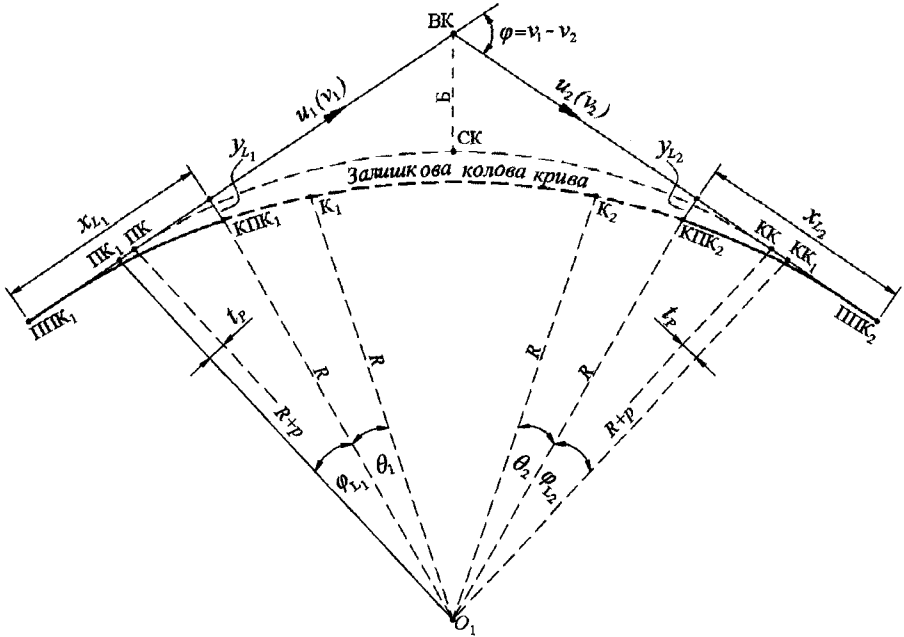


Рис. 5.27. Розрахунок і розмічування проектних позначок точок на перехідній вертикальній кривій

Елементи кривої визначають за формулами (5.27) і (5.25), а прямокутні координати перехідних кривих – за формулами (5.19) або (5.21).

Проектні позначки точок на перехідних кривих доцільно визначати за формулами відповідно для першої та другої половин кривої:

$$H_{\text{КПК}_1} = H_{\text{ПК}_1} + x_{L_1} \sin v_1 \mp y_{L_1} \cos v_1; \quad H_{\text{КПК}_2} = H_{\text{ПК}_2} - x_{L_2} \sin v_2 \mp y_{L_2} \cos v_2;$$

$$H_{O_1} = H_{\text{КПК}_1} \mp R \cos(v_1 - \varphi_{L_1}); \quad H_{O_2} = H_{\text{КПК}_2} \mp R \cos(v_2 + \varphi_{L_2});$$

$$H_{K_1} = H_{O_1} \pm R \cos(v_1 - \varphi_{L_1} - \theta_1); \quad H_{K_2} = H_{O_2} \pm R \cos(v_2 + \varphi_{L_2} + \theta_2);$$

$$H_{\text{СК}} = H_{\text{ВК}} \mp B_{\text{п}} \cos \frac{v_1 - v_2}{2} = H_{O_1} \pm R \cos \frac{v_1 - v_2}{2},$$

де v_1, v_2 – кути нахилу до горизонту тангенсів кривої; $\varphi_{L_1}, \varphi_{L_2}$ – кути клотоїд; θ_1, θ_2 – центральні кути між напрямками радіусів на КПК і точку K_i залишкової колової кривої, які обчислюють за формулою $\theta_i = \frac{k_i \cdot 180^\circ}{\pi R}$ ($i = 1, 2$); k_i – дуга кривої, яка стягує цей кут; $H_{\text{СК}}$ – проектна позначка середини залишкової колової кривої.

Верхні знаки формул беруться для опуклих кривих, а нижні – для вгнутих. При обчисленнях враховуються алгебрично знаки кутів v_i , а кути φ_{L_i} та θ_i беруться тільки зі знаком “плюс”. Позначки вертикальної колової кривої (без перехідних кривих) можна знайти за тими ж формулами, якщо взяти $H_{\text{КПК}_1} = H_{\text{ПК}}$; $H_{\text{КПК}_{21}} = H_{\text{КК}}$ і $\varphi_{L_i} = 0$.

На залишковій колової кривій проектні позначки $H_{\text{К}}$ точок доцільно обчислювати через позначку H_{O_1} зміщеного центра O_1 кривої за формулами

$$H_{K_{1i}} = H_{O_1} \pm R \cos(\theta_{1i} - v_1); H_{K_{2i}} = H_{O_1} \pm R \cos(\theta_{2i} - v_2); \theta_i = \frac{k_i \cdot 180^\circ}{\pi R};$$

$$H_{O_1} = H_{\text{ПК}} + x_L \sin v_1 \mp (R + y_L) \cos v_1 = H_{\text{КК}} - x_L \sin v_2 \mp (R + y_L) \cos v_2,$$

де θ_i – центральний кут у центрі кривої між напрямками радіусів на КПК і точку K_i залишкової кругової кривої; k_i – дуга кривої, яка стягує цей кут.

Аналогічно до попереднього верхні знаки у формулах беруть для опуклих кривих, а нижні – для вгнутих.

Нижче подано приклад розрахунку проектних позначок вгнутої вертикальної кривої радіусом 1000 м з перехідними кривими довжиною по 60 м. Проектна позначка вершини кривої 116,260 м, ухили і кути нахилу першої і другої проектних ліній становлять відповідно $u_1 = -0,042$ ($v_1 = -2,405009^\circ$) і $u_2 = 0,038$ ($v_2 = 2,176192^\circ$), кут повороту траси $(v_1 - v_2)/2 = -2,290600^\circ$. За цими даними обчислено геометричні параметри кривих: тангенс колової кривої 40,000 м; її довжину 79,957 м; бісектрису $B = 0,800$ м; додатки тангенсів $t_p = 0,006$ м; $t_1 = 29,999$ м; $t_2 = 29,996$ м, перехідний тангенс $T_{\text{п}} = 70,005$ м. Прямокутні координати кінців перехідних кривих відносно ППК₁ і ППК₂ становлять: $x_L = 59,995$ м і $y_L = 0,600$ м. Бісектриса $B_{\text{п}} = B + B_p = 0,800 + 0,150 = 0,950$ м.

За допомогою тангенсів визначено проектні позначки:

$$H_{\text{ППК}_1} = 116,260 - 70,005 \cdot \sin(-2,405009^\circ) = 119,198 \text{ м};$$

$$H_{\text{ППК}_2} = 116,260 + 70,005 \cdot \sin(2,176192^\circ) = 118,918 \text{ м};$$

$$H_{\text{КПК}_1} = 119,198 - 59,995 \cdot \sin(-2,405009^\circ) + 0,600 \cdot \cos(-2,405009) = 117,279 \text{ м};$$

$$H_{\text{КПК}_2} = 118,918 - 59,995 \cdot \sin(2,176192^\circ) + 0,600 \cdot \cos(2,176192) = 117,239 \text{ м};$$

$$H_{\text{СК}} = 116,260 + 0,950 \cdot \cos(-2,290600) = 117,211 \text{ м}.$$

Для точки на другій перехідній кривій, віддаленій від ППК₂ на відстань $l = 35$ м, прямокутні координати дорівнюють: $x = 35,000$ м і $y = 0,119$ м. Позначка точки

$$H = 118,918 - 35,000 \cdot \sin(2,176192^\circ) + 0,119 \cdot \cos(2,176192^\circ) = 117,708 \text{ м}.$$

Такі розрахунки ведуть переважно для точного визначення позначок проектних ліній на профілі в тунелях і метрополітенах.

Глава 6. ГЕОДЕЗИЧНИЙ КОНТРОЛЬ ФОРМИ ТА РОЗМІРІВ КОНСТРУКЦІЙ СПОРУД І ОБЛАДНАННЯ

6.1. Модульна система розмірів у будівництві

У сучасному індустріальному виробництві все більше використовують типові й уніфіковані конструкції та вироби, які у масових процесах сприяють підвищенню продуктивності праці [91]. Основне завдання уніфікації – приведення будівельних конструкцій і виробів до єдиної форми, розмірів, структури на об'єктах однакового функціонального призначення. При цьому в проектуванні та будівництві використовується **модульна координація**.

Модуль – це умовна одиниця вимірювання, яка застосовується для координування розмірів будинків і споруд та їх елементів. Розрізняють *основний* і *похідний* модулі. Основний – це вихідний розмір модуля, а похідний – кратний основному або такий, що становить частину основного модуля. Разом з тим існують збільшений і дрібний модулі, які похідні від основного і мають відповідно більший або менший розмір.

Модульна система – це сукупність правил взаємоув'язування розмірів об'ємно-планувальних або конструктивних елементів будинків та споруд. Єдина модульна система (ЄМС) – це модульна система з основним модулем 100 мм, який позначається буквою М. Похідні модулі поділяють на: збільшені – 6 000, 3 000, 1 500, 1 200, 600, 300 і 200 мм, які позначаються відповідно 60М, 30М, 15М, 12М, 6М, 3М і 2М, та дробові – 50, 20, 10, 5, 2 і 1 мм, які позначаються відповідно 1/2 М, 1/5М, 1/10М, 1/20М, 1/50М та 1/100М.

Модульна система реалізується за допомогою просторової системи модульних площин, що формують модульну просторову сітку або сукупність модульних ліній на площині – горизонтальній, вертикальній, похилій.

Номінальний модульний розмір у плані – це проектна відстань між модульними розмічувальними осями будинку чи споруди або умовний розмір конструктивного елемента, який включає частину швів та зазорів, а **номінальний модульний розмір по висоті** – це відстань між номінальними позначками чистої підлоги двох суміжних поверхів. **Конструктивний розмір** – це проектний розмір конструкції, який відрізняється від номінального на величину нормованого зазору, а **натурний розмір** – фактичний розмір конструкції із врахуванням допуску на її виготовлення.

У житловому будівництві за планувальний модуль прийнято 6М (600 мм), а в інших випадках застосовують модулі 12М, 15М, 30М і 60М. Розміри висот поверхів становлять 3,3; 3,6; 4,2; 5,4; 6,0; 7,2; 8,4; 9,6; 10,8; 12,6; 14,4; 16,2 і 18,0 м.

Крок (у плануванні) – це відстань між осями, які визначають членування будинку на планувальні елементи або розміщення вертикальних несних конструкцій – стін і окремих опор, а **прогін** (у плануванні) – відстань між осями несних стін або окремих опор.

6.2. Геометрична точність у будівництві та машинобудуванні

6.2.1. Класифікація геометричної точності зведення інженерних споруд

Геодезичне забезпечення будівництва інженерних споруд і монтажу технологічного обладнання передбачає послідовне виконання геодезичних вимірювань на різних етапах виконання робіт: зведення фундаментів і наземної частини споруди; виготовлення, укрупнене збирання і монтаж конструкцій; спостереження за деформаціями споруд у процесі будівництва; виконавче знімання зведених споруд та складання виконавчого плану. Кожна інженерна споруда зводиться згідно з проектом, де вказуються певні її форми і розміри. Тому завдання геодезичних розмічувальних робіт – це забезпечення форми і розмірів споруди під час виконання будівельно-монтажних робіт з необхідною точністю.

Проф. О. Ф. Лютц [95] розрізняє два види точності розмічування споруд. Перший – це точність розміщення споруд відносно навколишніх об'єктів місцевості або точність перенесення в природу основних осей споруди, а другий – це точність розмічування окремих частин споруди відносно її основних осей. Виходячи із цих засад, у дослідженнях точності визначено низку факторів, які по-різному впливають на точність розмічування самої споруди: 1) точність отримання розмірів окремих елементів споруди в процесі проектування; 2) матеріал, з якого зводиться споруда; 3) місце розташування споруди; 4) наявність або відсутність спеціального обладнання, безпосередньо пов'язаного з частинами споруди; 5) розмір споруди; 6) порядок і спосіб виконання будівельних робіт; 7) призначення споруди; 8) естетичні вимоги; 9) розташування конструкцій стосовно поздовжніх та поперечних осей і по висоті; 10) термін виконання будівельних робіт.

Використавши результати багатьох експериментальних досліджень та відомчі нормативні документи, проф. Лютц розробив технічні вимоги до точності розмічування низки інженерних споруд у плані та по висоті, поділяючи перші похибки на поздовжні та поперечні. На сучасному етапі ці положення враховано в чинних нормативних документах на зведення різних інженерних споруд і технологічного обладнання (мости, тунелі, ГЕС, залізниці, автошляхи, аеропорти, крани та підкранові колії). Серед них найважливішим можна вважати ДСТУ Н БВ.1.3.-1:2009 [78], який встановлює 3 групи допусків на: *виготовлення будівельних конструкцій; виконання геодезичних розмічувальних і будівельно-монтажних робіт*. Допуски 1-ї групи поділено на 9 класів, а 2-ї та 3-ї – на 6 класів точності.

Допуски на виготовлення конструкцій регламентують різницю (поле допуску) між максимальним і мінімальним розмірами в партії або серії виробів. Цю різницю визначають за формулою

$$\Delta = Ki,$$

де i – одиниця допуску, що характеризує величину допуску в залежності від розміру конструкції; K – коефіцієнт точності, який дорівнює кількості одиниць допуску, встановленого для даного класу точності.

Допуски Δ для розмірів l від 20 до 60 000 мм наведено в табл. 6.1. При заданому номінальному розмірі l конструкції (балки, колони, панелі) та довірчій імовірності $P = 0,95$, $P = 0,988$ і $P = 0,997$, при яких коефіцієнти імовірності дорівнюють 2, 2,5 і 3, скп m_l розміру конструкції визначаються відповідно за формулами

$$m_l = \frac{\Delta}{4}; \quad m_l = \frac{\Delta}{5}; \quad m_l = \frac{\Delta}{6}.$$

Таблиця 6.1

Допуски лінійних розмірів

Інтервал номінальних розмірів, мм	Значення допуску для класів точності, мм								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
до 20	0,2	0,4	0,6	1,0	1,6	2,4	4	6	10
20-60	0,3	0,5	0,8	1,2	2,0	3,0	5	8	12
61-120	0,4	0,6	1,0	1,6	2,4	4,0	6	10	16
121-250	0,5	0,8	1,2	2,0	3,0	5,0	8	12	20
251-500	0,6	1,0	1,6	2,4	4,0	6,0	10	16	24
501-1000	0,8	1,2	2,0	3,0	5,0	8,0	12	20	30
1001-1600	1,0	1,6	2,4	4,0	6,0	10,0	16	24	40
1601-2 500	1,2	2,0	3,0	5,0	8,0	12,0	20	30	50
2 501-4 000	1,6	2,4	4,0	6,0	10,0	16,0	24	40	60
4 001-8 000	2,0	3,0	5,0	8,0	12,0	20,0	30	50	80
8 001-16 000	2,4	4,0	6,0	10,0	16,0	24,0	40	60	100
16 001-25 000	3,0	5,0	8,0	12,0	20,0	30,0	50	80	120
25 001-40 000	4,0	6,0	10,0	16,0	24,0	40,0	60	100	160
40 001-60 000	5,0	8,0	12,0	20,0	30,0	50,0	80	120	200
Значення K	0,10	0,16	0,25	0,40	0,63	1,0	1,6	2,5	4,0

У будівельній практиці користуються переважно першими двома формулами, а третя використовується в особливих умовах монтажу точних металоконструкцій.

Якщо розмір конструкції перевищує 60 000 мм, то значення одиниці допуску, яких немає у табл. 6.1, розраховують за формулою [78]

$$i = (0,8 + 0,001\sqrt{l})(\sqrt[3]{l+25} + 0,01\sqrt[3]{l^2}),$$

де l – розмір елемента у міліметрах.

Для спрощення обчислень можна скористатися формулою

$$i = 1,066\sqrt[3]{l}e^{0,0053l_m},$$

де l_m – розмір елемента у метрах.

Клас точності виготовлення конструкцій в ДСТУ не указано, і тому його визначають у проекті. Практикою доведено, що 1-2 класи точності в основному обирають для металевих, 3-5 класи – для залізобетонних, 6-7 – для цегляних і кам'яних та 8-9 класи – для земляних конструкцій.

Обчислені за формулою значення допустимих похибок виготовлення конструкцій враховуються у похибках елементів розмірних ланцюгів при розрахунку точності геодезичних розмічувальних робіт з умовою обґрунтованого вибору технології їх виконання.

Крім допусків на виготовлення конструкцій, в ДСТУ встановлено допуски на *непрямолінійність, неперпендикулярність та нерівність діагоналей елементів*, які забезпечують форму конструкцій і є обов'язковими для технологів будівельних конструкцій.

Допуски прямолінійності даються для розмірів від 1 до 60 м у 6-х класах точності. Допустимі відносні відхилення становлять відповідно: 1/500-1/5 000 у 1-му, 1/200-1/2 000 у 3-му і 1/50-1/500 у 6-му класах точності.

Допуски перпендикулярності даються для розмірів від 0,25 до 4 м у 9-х класах точності, а допустимі відносні відхилення становлять відповідно 1/500-1/2 500 у 1-му, 1/80-1/400 у 5-му і 1/10-1/70 у 9-му класах точності.

Допуски рівності діагоналей даються для розмірів від 4 до 60 м у 6-х класах точності, а допустимі відносні відхилення становлять відповідно 1/1 000-1/5 000 у 1-му, 1/400-1/2 000 у 3-му і 1/100-1/500 у 6-му класах точності.

В ДСТУ окремим розділом розглядаються допустимі відхилення від проектного положення у діапазоні відстаней від 2,5 до 160 м у 6-х класах точності під час виконання **розмічувальних робіт**: 1) *розмічування точок і осей у плані*; 2) *їх передача по вертикалі на робочі яруси*; 3) *розмічування створу*; 4) *розмічування висотних позначок*; 5) *їх передача на робочі яруси*. Узагальнену характеристику граничних відносних відхилень від номінального (проектного) положення точок

$$\frac{1}{T} \leq \frac{\Delta}{2l}$$

наведено у табл. 6.2, за якою апріорно можна визначити похибки розмічувальних робіт залежно від класу точності споруди. В реальній практиці доцільніше користуватися таблицями ДСТУ, особливо для розроблення ППГР для конкретних конструкцій або споруд.

Точність будівельних і монтажних робіт регламентується допустимими відхиленнями у несиметричності встановлення конструкцій розміром від 2,5 до 60 мм, які становлять в середньому 2, 4, 6, 10, 15 і 25 мм відповідно в 1-6-му класах. За цими значеннями оцінюється якість встановлення конструкцій за результатами виконавчого знімання із врахуванням похибок геодезичних вимірювань. Якщо конструкції монтуються способом суміщення орієнтирів (осьових рисок), то вказані відхилення вдвічі більші й відповідно становлять 6, 10, 15, 25, 40 і 60 мм, що можна пояснити кращими умовами контролю монтажу стосовно розмічувальних осей.

Середні відносні відхилення від проекту для розмічувальних робіт

Вид робіт	Клас точності					
	1	2	3	4	5	6
Розмічування точок та осей у плані ($l \leq 160$ м)	$\frac{1}{10\ 000}$	$\frac{1}{6\ 000}$	$\frac{1}{4\ 000}$	$\frac{1}{2\ 500}$	$\frac{1}{1\ 500}$	$\frac{1}{1\ 000}$
Передача точок та осей по вертикалі на яруси (160 м)	$\frac{1}{25\ 000}$	$\frac{1}{15\ 000}$	$\frac{1}{10\ 000}$	$\frac{1}{6\ 000}$	$\frac{1}{4\ 000}$	$\frac{1}{3\ 000}$
Розмічування створних точок ($l \leq 160$ м)	$\frac{1}{40\ 000}$	$\frac{1}{25\ 000}$	$\frac{1}{15\ 000}$	$\frac{1}{10\ 000}$	$\frac{1}{6\ 000}$	$\frac{1}{4\ 000}$
Розмічування висотних позначок ($l \leq 160$ м)	$\frac{1}{40\ 000}$	$\frac{1}{25\ 000}$	$\frac{1}{15\ 000}$	$\frac{1}{10\ 000}$	$\frac{1}{6\ 000}$	$\frac{1}{4\ 000}$

6.2.2. Класифікація точності геометричних параметрів деталей машин та обладнання

Технологічне обладнання монтують з окремих складальних одиниць (вузлів) і деталей. У процесі виготовлення деталей і збирання вузлів неможливо одержати точно заданий розмір через неточність їх виготовлення на верстатах, пресах, неточність пристосувань та інструменту для оброблення матеріалу, через неоднорідність заготовок для деталей за розмірами, формою і механічними властивостями тощо.

Дві деталі, з'єднані рухомо або нерухомо, називають *з'єднуваними*, а розмір, за яким здійснюється з'єднання двох деталей, *з'єднуванім*. За формою поверхонь деталей, що з'єднуються, розрізняють такі типи з'єднань: плоскі, гладкі циліндричні й конічні, різьбові та гвинтові, шліцеві, сферичні, зубчасті, циліндричні, конічні та гвинтові передачі.

У з'єднанні двох деталей, що входять одна в іншу, розрізняють *отвір і вал*. Ці терміни застосовуються відповідно для позначення внутрішніх (охоплюваних) і зовнішніх (охоплювальних) елементів деталей – циліндричних або плоских. Різниця між внутрішнім і зовнішнім розмірами при збиранні конструкцій визначає характер з'єднання або посадки. Якщо зовнішній розмір більший від внутрішнього, то різниця між ними утворює *зазор*, а якщо менший, то *натяг*. Якщо при збиранні придатних деталей в одній парі утвориться зазор, а у другій натяг, тоді такі посадки називають *перехідними*.

Для характеристики геометричних параметрів деталей (розмірів і форми) використовують такі поняття. 1. *Номінальний розмір* – розмір, зазначений у конструкторському кресленні (на виготовлення або збирання). 2. *Дійсний розмір*, отриманий при виробництві та вимірюванні деталі з допустимою похибкою.

Для забезпечення взаємозамінності деталей потрібно, щоб їх розміри були дотримані у визначених межах, тобто, щоб дійсні розміри деталей не перевищували деяких мінімальних і максимальних значень. Такі розміри прийнято називати *граничними*. На кресленнях їх задають значеннями верхнього і нижнього граничних відхилень від номінального розміру: верхнє граничне відхилення — це різниця між

найбільшим граничним і номінальним розмірами, а нижнє — між найменшим і номінальним. Так, запис “*Вал* $d150^{+0,010}_{-0,005}$ мм” і “*Отвір* $d150^{+0,020}$ мм” означає, що номінальні розміри вала й отвору дорівнюють 150 мм, але вал може бути виготовлений з відхиленнями: +0,010 – верхнім і -0,005 – нижнім, а отвір – тільки з верхнім (найменший граничний розмір отвору може бути 150 мм). Відхилення, які дорівнюють нулю, на кресленнях не вказуються.

Різницю між найбільшим і найменшим граничними розмірами називають *допуском* і позначають буквою *T*. З 1977 р. в Україні діє Єдина система допусків і посадок, розроблена на основі Міжнародної системи допусків і посадок (ISO). Система поширюється на циліндричні й плоскі елементи розміром до 10 м.

Допуски і посадки відносять до деталей, розміри яких визначені при температурі 20 °С (нормальна температура). Цій температурі відповідають розміри, що вказуються в робочих кресленнях.

У стандартах ряди допусків представлені в 19-ти **квалітетах**. Квалітет позначається порядковим номером, що зростає зі збільшенням допуску: 1Т01, 1ТЕ, 1Т1, 1Т2 і т. д. до 1Т17, де Т – міжнародний допуск (Internacional toleranse). Допуски по квалітетах від 1Т01 до 1Т7 призначають на калібри і вимірювальні засоби, від 1Т4 до 1Т11 – на розміри з’єднуваних деталей, від 1Т12 до 1Т17 – на невідповідальні розміри нез’єднуваних або грубо з’єднуваних деталей.

Допуски 5-17 квалітетів розраховують за формулою $T = ai$, де *a* – коефіцієнт квалітета; *i* – одиниця допуску в мікрометрах. Значення коефіцієнта *a* квалітета наведено в табл. 6.3.

Таблиця 6.3

Значення коефіцієнта квалітета

Квалітет	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
<i>a</i>	7	10	16	25	40	64	100	160	250	400	640	1000	1600

При переході від одного квалітета до іншого допуски рівномірно збільшуються на 60 %, а через кожні п’ять квалітетів — у 10 разів.

Одиницю допуску для розмірів від 0,5 до 10 м розраховують за формулою

$$i = 0,004l + 2,1,$$

де *l* – розмір деталі в міліметрах.

Крім розмірів, геометричні параметри деталей, що надходять у монтаж або ремонт, характеризуються точністю форми і взаємного розташування поверхонь. Похибки форми і розташування поверхонь виникають у процесі оброблення деталей, деформації виробу, нерівномірності припуску, неоднорідності металу тощо. У нерухомих з’єднаннях похибки форми і розташування поверхонь погіршують жорсткість стиків і центрування деталей, знижують ефективність монтажу. У рухомих з’єднаннях ці відхилення спричинюють зношення деталей, порушення плавності ходу, утворення шумів, вібрацій і т. п.

Відхилення у формі та розташуванні поверхонь поділяють на такі три групи: 1) відхилення і допуски форми; 2) відхилення і допуски розташування; 3) сумарні відхилення і допуски форми й розташування.

До відхилень форми циліндричних і плоских деталей відносять такі, що характеризуються відхиленнями від площинності й прямолінійності. Частковими видами відхилень від прямолінійності й площинності є вгнутість і опуклість. Циліндричні поверхні характеризуються відхиленнями поверхні деталі від ідеального циліндра. У виробництві нормуються відхилення профілю в поздовжньому і поперечному перерізах циліндра: конусо-, бочко- і сідлоподібність, а також округлість – відхилення реального перерізу деталі від ідеального кола. Частковим випадком округлості є овальність.

У розташуванні поверхонь розрізняють відхилення від: паралельності, перпендикулярності, співвісності і симетричності, а також похідні від них: відхилення в нахилі й позиційності (зміщення осі від номінального розташування). Допуски співвісності, симетричності, перетину осей і позиційності вказуються в робочих кресленнях у діаметральному або радіальному виразах.

Сумарні відхилення і допуски на форму та розташування включають усі види биття: радіальне, торцеве, повне радіальне і повне торцеве. Повне радіальне биття характеризується найбільшою різницею показань при переміщенні вимірювального засобу уздовж осі підконтрольної деталі; при цьому комплексно виявляються відхилення від співвісності, округлості, прямолінійності й паралельності твірних циліндра вала. Повне торцеве биття – це найбільша різниця в показаннях вимірювального засобу при його радіальному переміщенні в процесі обертання деталі навколо базової осі.

При контролі розмірів деталей похибка вимірювань не повинна перевищувати 20-40% допуску. Основними засобами технічних вимірювань у машинобудуванні є: мікрометри, мікрометричні нутроміри і глибиноміри, телескопічні нутроміри, індикаторні нутроміри, штангенциркулі, штангенрейсмуси, скоби, рулетки.

Для контролю кутів застосовують різні засоби: косинці, кутові міри, конічні калібри, кутоміри, механічні й оптичні подільні головки, гоніометри, синусні лінійки тощо. Найпоширенішим приладом є універсальний і простий кутоміри. Для великих деталей використовується теодоліт.

При розрахунку точності збирання деталей і конструкцій за розмірними ланцюгами похибки розмірів елементів ланцюга (лінійних або кутових) задають на основі допуску T , який встановлюють у залежності від квалітета (класу точності) виготовлення деталей. При цьому допуск розглядається як гранична різниця (поле допуску) між найбільшим і найменшим розмірами або як гранична похибка. При нормальному законі розподілу похибок під час виготовлення деталей граничне відхилення від номінального розміру становить $\delta = T/2$, а середнє квадратичне значення цього відхилення буде таким: $m = \delta/t = T/2t$, де t – коефіцієнт імовірності, що дорівнює 2, 2,5 і 3 відповідно при імовірностях $P = 0,954$; $P = 0,988$ і $P = 0,997$.

В інженерно-геодезичній практиці розрахунки роблять для $P = 0,954$ при звичайних вимогах і $P = 0,988$ при підвищених вимогах до точності окремих елементів обладнання.

При складанні виконавчої документації (формулярів) для характеристики розмірів, форми і розташування поверхонь деталей і конструкцій доцільно користуватися умовними знаками із зазначенням величини відхилення від проекту (табл. 6.4).

Умовні позначення розмірів, форми і розташування поверхонь виробів

Геометричний параметр виробу	Позначення	Геометричний параметр виробу	Позначення
Відстань між двома паралельними прямими		Нахил прямої (осі)	
Відстань між двома паралельними площинами		Паралельність прямих (осей)	
Перетин осей		Перпендикулярність прямих (осей)	
Циліндричність		Профільність поздовжнього перерізу	
Округлість		Профільність поперечного перерізу	
Симетричність		Площинність	
Позиційність		Горизонтальність площини	
Прямолінійність		Вертикальність площини	
Співвісність		Нахиленість площини	
Горизонтальність прямої (осі)		Криволінійність (форма профілю)	
Вертикальність прямої (осі)		Поверхневість	

Для характеристики ступеня відхилення від проектного геометричного параметра, наприклад, від прямолінійності, паралельності, перпендикулярності, площинності, поверхневої, поруч з умовним знаком указують числове значення відхилення δ , яке визначають за формулою $\delta = x - x^0$, де x, x^0 – фактичне і проектне значення геометричного параметра.

Характеристика проектних вимог, які висуваються до взаємного положення елементів обладнання, дається в тих же умовних позначках, але їх обводять кружечком. Деякі характеристики можуть бути зазначені в лінійній мірі (абсолютній, відносній) або кутовій. Так, вимоги до паралельності двох прямих можна виразити допустимим відхиленням ± 10 мм або незалежно від їх довжини, або залежно від неї, наприклад, ± 10 мм/100 м, чи в кутовій мірі $\pm 20''$ як еквіваленті зазначеного відношення.

Кривину може характеризувати величина відхилення точки конструкції від кривої з нормативним радіусом або відхиленням фактичної довжини радіуса від його проектного значення, скажімо, $R \pm 50$ мм.

На кресленнях допустимі відхилення форми вказують, як правило, поруч з умовним знаком, розміщуючи його в прямокутній рамці, яка з'єднується виносною лінією з контуром поверхні, або розмірною лінією параметра. Рамку поділяють на дві частини: у першій вказують умовний знак, у другій – величину граничного відхилення.

6.3. Розрахунок точності геодезичних робіт за розмірними ланцюгами споруд та обладнання

Для забезпечення правильного і якісного з'єднання конструкцій під час будівництва споруд і монтажу обладнання встановлюють задані в проекті співвідношення між геометричними параметрами конструкцій – фундаментів, колон, плит, опор, ферм, балок, труб, валів та інших конструкцій, що входять у розмірні ланцюги (РЛ).

Розмірним ланцюгом називається сукупність розмірів, що утворюють замкнутий контур і безпосередньо беруть участь у розв'язанні поставленої задачі. Кожен розмір (ланка) є елементом РЛ. Розрізняють лінійні і кутові елементи. За взаємним розташуванням елементів розрізняють *лінійні*, *плоскі* та *просторові* розмірні ланцюги.

У *лінійному РЛ* кутові елементи дорівнюють 180° . Плоский РЛ включає лінійні та кутові елементи, розташовані на площині, а просторовий – плоскі й лінійні РЛ, що знаходяться в об'ємному взаємозв'язку між собою. Прикладом плоского РЛ є лінійно-кутовий ланцюг, ланки якого розташовуються по ламаній прямій або по кривій, а просторового – плоскі РЛ, розташовані в двох або декількох паралельних площинах.

Розмірні ланцюги відображують об'єктивно існуючі розмірні зв'язки в ідеальній будівлі, у машині, технологічному процесі їх виготовлення, монтажу та при вимірюванні. Тому залежно від призначення розрізняють *проектні*, *виготовлювальні*, *монтажні* й *виконавчі (вимірювальні) РЛ*. Перші включають проектні (номінальні) розміри, другі – розміри, отримані в процесі виготовлення деталей, треті – під час збирання конструкцій, деталей і вузлів, четверті – за даними вимірів у процесі складання виконавчої документації.

Геодезичним аналогом РЛ є полігонометричний або бусольний хід: розімкнутий з кутами в 180° – лінійний та розімкнутий або замкнутий з довільними кутами – плоский. Полігонометричний аналог РЛ полягає в тому, що кожний наступний елемент встановлюється у визначене положення відносно попереднього, наприклад, трубопровід з фланцями, вал трансмісії з муфтами зчеплення тощо. У бусольному аналозі кожен елемент РЛ установлюється незалежно від положення попереднього, наприклад, при монтажі стійок етажерки методом нарощування.

Кожен розмірний ланцюг, що складається з декількох ланок, має одну замикальну ланку. У замкнутому плоскому РЛ замикальна ланка дорівнює нулю. У будівництві та машинобудуванні звичайна замикальна ланка передається розміром базової конструкції, довжина якої фіксована. Отже, при збиранні будівельних конструкцій, що є ланками лінійного РЛ, сума їх розмірів має дорівнювати довжині замикальної ланки, тобто

$$l_1 + l_2 + \dots + l_n = L,$$

де l_i – довжина ланки ($i = 1, 2, \dots, n$); L – довжина замикальної ланки; n – кількість ланок. Тому зміна розміру одної ланки обов’язково спричинить зміну замикальної ланки, а якщо довжина останньої фіксована, – то й зміну довжин інших ланок.

Щоб витримати задану точність монтажу конструкцій, використовують два основних методи: взаємозамінності й компенсації. Перший виключає будь-яке припасування, другий – застосування ланки-компенсатора. Звідси випливає, що в розмірний ланцюг мають входити не лише розмір конструкцій, що з’єднуються, але й зазори між ними. Зазори можуть мати як лінійні, так і кутові розміри, а в деяких випадках дорівнювати нулю. Ланки, зі збільшенням або зменшенням розміру яких розмір замикальної ланки збільшується, називають *збільшувальними* або *зменшувальними*.

При проектуванні та монтажі конструкцій будівель і обладнання здійснюють розрахунок РЛ, спрямований на визначення правильного співвідношення граничних взаємозалежних лінійних розмірів. Він зводиться до розрахунку допусків і граничних розмірів усіх ланок РЛ відповідно до вимог конструкції і технології. Геодезичне призначення розрахунку розмірних ланцюгів – це визначення похибок замикальної ланки і на його основі – допустимих похибок геодезичних вимірів для розмічування осей конструкцій, контролю якості геометричних параметрів ланок усього об’єкта. У будівництві та в геодезичній практиці найширше застосовуються лінійні й плоскі РЛ.

Для прикладу наведемо розрахунок точності геодезичних вимірів у лінійному РЛ збирання каркасу двох колон і ригеля, наприклад, етажерки (рис. 6.1, а). Увівши у цей ланцюг замикальну величину l , отримаємо нульовий лінійний РЛ:

$$F = b + (a_1 + a_2) / 2 + z_1 + z_2 - l = b + (a_1 + a_2) / 2 + k_1 + k_2 - u_1 - u_2 - l,$$

де b – довжина ригеля; a_1, a_2 – переріз колон; z_1, z_2 – конструктивні зазори; k_1, k_2 – розмір консолей; u_1, u_2 – розміри площадок опирання ригеля на консолі; l – відстань між осями колон на рівні перекриття; F – залишкова (теоретично-нульова) величина замкнутого РЛ. Оскільки величина l визначає початкову та кінцеву точки лінійного РЛ і задають її геодезично відповідними маяками, то похибка замикальної ланки буде такою:

$$m_F = \sqrt{m_b^2 + m_a^2 / 2 + 2m_k^2 + 2m_u^2 + m_l^2},$$

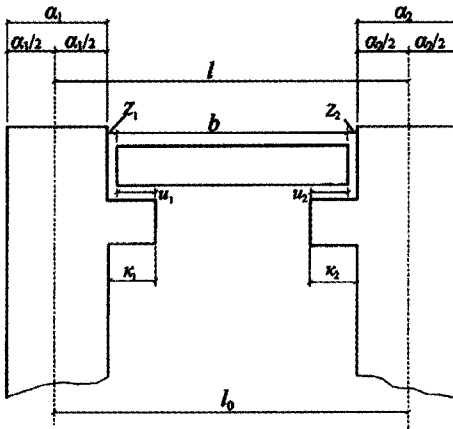
де m – похибки окремих ланок ланцюга.

У цій формулі перші три члени – це похибки виготовлення конструкцій, четвертий – похибка монтажу або суміщення орієнтирів (осьових рисок) при встановленні ригеля на опори, п’ятий – похибка розмічування осей та геодезичного контролю встановлення колон у прямовисне положення (крену). Звівши ці похибки у три технологічні групи, запишемо:

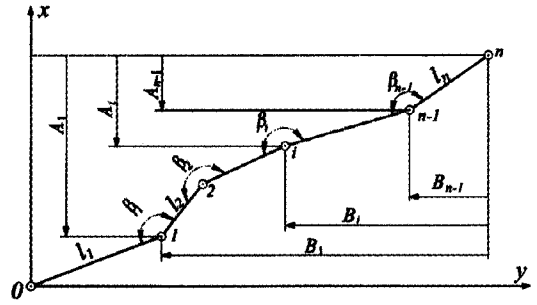
$$M_B = \sqrt{m_b^2 + m_a^2 / 2 + 2m_k^2}; \quad M_M = \sqrt{2(m_u^2 + m_c^2)};$$

$$M_B = \sqrt{M_B^2 + M_M^2}; \quad M_\Gamma = \sqrt{m_{l_0}^2 + 2m_{кр}^2},$$

де M_B – сумарна похибка будівельних процесів; m_c – похибка суміщення нижніх осьових рисок колон з розмічувальною віссю; m_{l_0} – похибка взаємного положення нижніх осей рядів колон; $m_{кр}$ – похибка геодезичного контролю при встановленні колон у прямовисне положення.



а



б

Рис. 6.1. Розмірні ланцюги:
а – лінійний; б – плоский

У практиці будівельно-монтажних робіт, враховуючи техніко-економічні фактори забезпечення технологічної точності, прийнято третю складову сумарної похибки процесів – геодезичну – добирати так, щоб її вплив на сумарну похибку перших двох процесів був мінімальним, тобто $M_{\Gamma} \leq 0,35M_B$.

Подібний принцип нерівного впливу похибок застосовують і в розрахунках точності геодезичних робіт, оскільки такий підхід дозволяє встановлювати оптимальне співвідношення між похибками технологічних процесів вимірювань сторін і кутів основних геодезичних побудов, розмічування осей, контрольно-монтажних вимірів тощо. В даному випадку, враховуючи умови розмічування осей і визначення крену (в одній площині), можна прийняти:

$$m_{l_0} \leq 0,71M_{\Gamma}; \quad m_{кр} \leq 0,50M_{\Gamma}.$$

На основі цих величин встановлюють точність лінійних вимірів і точність контролю вертикальності способом бокового нівелювання.

Для прикладу зробимо розрахунок точності описаного розмірного ланцюга при таких конструктивних даних залізобетонних колон і ригеля: $l = 6000$; $b = 5960$; $a = 400$; $k = 180$; $u = 120$; $z = 20$ мм. Згідно з ДСТУ-Н Б В.1.3.-1:2009, при ймовірності $P = 0,95$ для 4-го класу виготовлення і 3-го класу монтажних і розмічувальних робіт в залежності від розмірів елементів конструкції можна прийняти: $m_l = 2$; $m_b = 5$; $m_a = 3$; $m_k = 2$; $m_u = 4$; $m_c = 3$; $m_y = 2$; $m_{кр} = 2$ мм. Тепер можна визначити сумарні похибки процесів:

$$M_B = \sqrt{5^2 + 3^2 / 2 + 2 \cdot 2^2} = 6,1 \text{ мм}; \quad M_M = \sqrt{2(4^2 + 3^2)} = 7,1 \text{ мм};$$

$$M_B = 9,4 \text{ мм}; \quad M_\Gamma = \sqrt{2^2 + 2 \cdot 2^2} = 3,5 \text{ мм},$$

а також $m_{i_0} = 2,5$ мм і $m_{\text{кр}} = 1,8$ мм або 1:2400 та 1:1500 (при $h = 2,8$ м). Такий розподіл похибок процесів будівельно-монтажних і геодезичних робіт дозволяє аналізувати окремі операції технологічних процесів і приймати обґрунтовані рішення, включаючи і перегляд технологічних вимог.

Плоский РЛ складається з ланок (рис. 6.1, б), розташованих одна відносно іншої під кутами $\beta_i (i = 1, 2, \dots, n - 1)$, де n – кількість ланок у ланцюгу. Для аналізу похибок РЛ за кутами обчислюють азимути ланок стосовно першої ланки і визначають їх проекції на осі координат:

$$L_x = l_1 \cos \alpha_1 + l_2 \cos \alpha_2 + \dots + l_n \cos \alpha_n; \quad L_y = l_1 \sin \alpha_1 + l_2 \sin \alpha_2 + \dots + l_n \sin \alpha_n.$$

Враховуючи те, що похибка ланцюга включає похибки m_l довжини кожної ланки і поперечні зміщення цих ланок, обумовлені похибками m_β побудови кутів, похибки проекцій ланцюга на осі координат становитимуть:

$$m_{L_x} = \sqrt{[m_l^2 \cos^2 \alpha] + [l^2 \sin^2 \alpha](m_\beta / \rho)^2}; \quad m_{L_y} = \sqrt{[m_l^2 \sin^2 \alpha] + [l^2 \cos^2 \alpha](m_\beta / \rho)^2}.$$

Якщо кути $\beta = 180^\circ$, то плоский ланцюг стає лінійним, спрямованим у площині координатних осей під заданим дирекційним кутом.

У **просторовому РЛ** положення кожної ланки визначається дирекційним кутом їх проекцій на площину $хоу$ і кутом v їх нахилу до горизонту. Проекції ланки завдовжки l на осі координат такі:

$$l_x = l \cos \alpha \cos v; \quad l_y = l \sin \alpha \cos v; \quad l_z = l \sin v.$$

Похибки цих проекцій дорівнюватимуть:

$$m_{l_x} = \sqrt{(m_l \cos \alpha \cos v)^2 + (l \sin \alpha \cos v m_\alpha / \rho)^2 + (l \cos \alpha \sin v m_v / \rho)^2};$$

$$m_{l_y} = \sqrt{(m_l \sin \alpha \cos v)^2 + (l \cos \alpha \cos v m_\alpha / \rho)^2 + (l \sin \alpha \sin v m_v / \rho)^2};$$

$$m_{l_z} = \sqrt{(m_l \sin v)^2 + (l \cos v m_v / \rho)^2},$$

де m_l – похибка розміру ланки; m_α, m_v – похибки дирекційного кута і кута нахилу.

Якщо РЛ складається з ланок різної довжини l_i , орієнтованих під різними кутами α_i та $v_i (i = 1, 2, \dots, n)$, то сумарні проекції ланок на осі координат визначаються за формулами

$$L_x = [l \cos \alpha \cos v]; \quad L_y = [l \sin \alpha \cos v]; \quad L_z = [l \sin v].$$

Похибки проекцій, розрахованих за цими формулами для кожної ланки окремо, можна передати залежностями

$$m_{L_x} = \sqrt{[m_{l_x}^2]}; \quad m_{L_y} = \sqrt{[m_{l_y}^2]}; \quad m_{L_z} = \sqrt{[m_{l_z}^2]}; \quad m_L = \sqrt{m_{L_x}^2 + m_{L_y}^2 + m_{L_z}^2}.$$

Остання величина являє собою сумарну похибку замикальної ланки, за якою визначається похибка геодезичного контролю початку та кінця просторового РЛ. На виробництві прийнято, щоби похибки m_K розмічування кінцевих точок ланцюга не перевищували $m_K \leq m_L / 2\sqrt{2}$ або $0,18\Delta_L$ від граничної похибки (допуску) на замикання РЛ.

В інженерно-геодезичних роботах просторові РЛ для простоти реалізації замінують здебільшого сукупністю плоских і лінійних. Використання плоских горизонтальних і вертикальних розмірних ланцюгів для монтажу теплоенергетичного обладнання реактора ВВЕР-1000 АЕС наведено в гл. 11.

6.4. Організація і вимоги до точності геодезичних вимірювань при монтажі обладнання

Вивіряння технологічного обладнання в плані й по висоті виконують, як правило, на тимчасових опорах та інвентарних пристроях (монтажних клинах, гідродомкратах), що видаляються після затвердіння підливи бетону в фундаментах під машинами та обладнанням.

Відхилення від проектних розмірів і позначок, а також від горизонталі й вертикалі, недотримання співвісності й паралельності конструкцій при встановленні обладнання не повинні перевищувати допусків, що вказуються в нормативних документах або у технічній документації підприємства-виготовлювача конструкцій.

Монтажна організація повинна здійснювати:

- геодезичне вивіряння фактичного положення обладнання в плані й по висоті в процесі його монтажу;
- виконавче знімання фактичного положення обладнання по закінченні монтажних робіт або їх окремих етапів, особливо тих частин обладнання, від точності положення яких залежить дотримання вимог до монтажу інших конструкцій;
- спостереження за деформацією найважливіших вузлів обладнання і його основи в міру збільшення навантаження при монтажі.

Геодезичною основою вивіряння при блоковому збиранні на монтажному стенді зазвичай служать поздовжні й поперечні осі або рівнозначні їм лінії, закріплені відповідними геодезичними знаками, наприклад, керном на плашках або пілонами для примусового центрування геодезичних приладів. Під час контролю положення обладнання, встановленого на штатне місце, використовують геодезичну основу, побудовану на будівельному майданчику або у промисловому корпусі та закріплену відповідними знаками на робочому ярусі споруди.

Розмічування та контроль положення точок і осей обладнання виконують в такий спосіб, щоб мати контрольний вимір. Контроль розмічувальних робіт потрібно виконувати по тих напрямках від пунктів (реперів), які не використовувалися у попередніх вимірюваннях, але із такою ж точністю.

Скп вимірювань у процесі геодезичного контролю точності виконання монтажних робіт не повинна перевищувати 0,1-0,2 від допустимої величини.

Кінцеві пункти осі обладнання розмічують від пунктів будівельно-монтажної сітки або осей, закріплених у цеху промислового корпусу, а проміжні – зі створнолінійних вимірів. Якщо обладнання являє собою технологічно ізольований комп-

лекс, то розмічування кінцевих пунктів можна виконувати з меншою точністю, дотримуючись необхідної точності лише при розмічуванні проміжних пунктів і поперечних осей.

При монтажі обладнання геодезичному контролю підлягають такі основні елементи й умови:

- положення верхньої частини фундаментів, опорних плит, кілець, анкерних болтів тощо;
- вертикальність опорних і несних конструкцій (колони, щогли, пілони);
- взаємне положення і відстані між опорними поверхнями;
- прямолінійність лінійних конструкцій і напрямних (їздові балки і рейки кранів, ліфтів);
- дотримання геометричних взаємозв'язків осей технічних пристроїв і пристосувань для забезпечення технологічних вимог (прямолінійність, співвісність, паралельність, перпендикулярність), форми і розмірів перерізів криволінійних та об'ємних конструкцій промислових споруд (газгольдери, нафтоховища, реактори, котли тощо).

Точність геодезичних вимірювань встановлюється на основі допустимих відхилень, передбачених у робочих кресленнях, ДБН, ДЕСТ і технічними умовами на виконання робіт. Найпоширенішими загальними вимогами до точності монтажу елементів обладнання є:

- непрямолінійність напрямних кранів і машин – $1/5\ 000$ - $1/10\ 000$ у залежності від довжини встановлюваної рейки (при довжині 12,5 м допустиме відхилення становить 1-2 мм);
- неплосцинність і негоризонтальність монтажних столів – $1/10\ 000$ від їх довжини;
- неплосцинність торців конструкцій – $(1/500-1/1\ 000)D$, де D – діаметр торця;
- неспіввісність валів редуктора і двигуна – $1/10\ 000$ від довжини;
- відхилення в планово-висотному положенні опорних конструкцій устаткування – 2-5 мм;
- зміщення осі рейки з осі балки не більше 10 мм, а перевищення головки однієї рейки над іншою – не більше 5 мм;
- стріла прогину балок і ферм конструкцій підйимально-транспортного обладнання – $1/1\ 000$ - $1/2\ 000$ довжини прогону;
- відхилення положення підшипників в установках неперервного розливу сталі, турбінах і пресах – 0,1-0,2 мм.

У процесі експлуатації допустимі похибки збільшують у 1,5-2 рази, чим враховується вплив різних факторів (осідання фундаментів, вібрація, зміна температурного режиму експлуатації тощо).

Під час монтажу обладнання на фундаменти спочатку вивіряють їх планове положення, а потім висотне. Співвісне розміщення елементів забезпечують за допомогою системи горизонтально і вертикально розташованих домкратів. Задане висотне положення обладнання забезпечується встановленням його на прокладки зі сталевих листів заданої товщини. Цю операцію виконують переважно у два етапи: спочатку підраховують товщину пакета листів, встановлюють пакети на місце і закріплюють устаткування анкерними болтами, а потім, після контрольного нівелювання, корегують товщину пакета й остаточно затягують болти.

Досвід переконує, що виконане при монтажі обладнання юстування зберігається недовго, тому в процесі експлуатації його потрібно періодично повторювати. Зазвичай на підприємствах з важким режимом роботи (доменне і сталеплавильне виробництво, прокатні стани, преси і т. ін.) геодезичні спостереження виконують два-три рази на рік, із середнім режимом роботи – один-два рази на рік і з легким режимом роботи – один раз на два-три роки. Найбільша частота спостережень характерна для перших трьох років експлуатації обладнання, коли відбуваються інтенсивні деформації його фундаментів і конструкцій.

Якість монтажу обладнання контролюють геодезичні служби монтажних організацій, а виконавче знімання завершеного будівництва і монтажу обладнання – дирекції промислових об'єктів. Цей контроль передбачає визначення фактичного планово-висотного положення конструкцій обладнання з метою складання остаточного генплану промислового підприємства, інвентаризації обладнання, що перебуває в експлуатації, складання проекту його ремонту або реконструкції.

Найважливішими геодезичними характеристиками, які підлягають визначенню при монтажі обладнання, є прямолінійність, горизонтальність, вертикальність, площинність, паралельність, перпендикулярність, нахил, кривина, поверхневість тощо. Поєднання цих характеристик дозволяє визначити планове й висотне положення елементів споруд, вузлів машин і технологічного обладнання.

За ступенем точності геодезичного забезпечення при встановленні та вивірянні конструкцій розрізняють типове (масове), прецизійне і унікальне обладнання. Точність розміщення конструкцій по висоті переважно в 2-5 разів вища, ніж у плані. Це залежить від умов з'єднання конструкцій, наявності рухомих пристроїв, особливостей технології виробництва і т. п.

Точність установа обладнання залежить також і від точності його виготовлення, яке опосередковано впливає на точність геодезичних вимірювань. Типове обладнання, як правило, встановлюється блоками і секціями з відхиленнями їх елементів від проектного положення в межах 0,2-0,1 мм, а прецизійне – 0,1-0,02 мм і унікальне – 0,02-0,005 мм на 1 м довжини або у відносній мірі приблизно відповідно 1:10 000, 1:25 000 та 1:75 000. Для забезпечення такої точності геодезичні вимірювання виконують у 2-3 рази точніше.

Геодезичною основою монтажу і вивіряння положення конструкцій технологічного обладнання є пункти монтажних осей, які розташовуються паралельно будівельним осям і утворюють систему квадратів або прямокутників. Сторони монтажних мереж мають довжину 20-50 м залежно від умов монтажу і способів геодезичного контролю. Монтажні сітки створюють зазвичай методами трилатерації, триангулатерації та полігонометрії. Пункти монтажних сіток закріплюють переважно керном на металевих пластинах-плашках, які закладаються на рівні підлоги цеху або на верху фундаментної плити. Кінцеві пункти видовжених технологічних ліній (конвеєр, прокатний стан і т. п.) здебільшого закріплюють фундаментальними або глибинними знаками. Верхню частину цих анаків розташовують на висоті 1,2-1,3 м над рівнем підлоги і встановлюють там циліндричну або конічну втулки, кулькову опору для примусового центрування теодоліта або візирної марки.

Пункти суміщених осей, визначуваних як у плановому, так і у висотному відношенні, часто закріплюють у колодязях завглибшки 50-60 мм. Верхня частина колодязя з кришкою розміщується на рівні підлоги. У колодязі замоноличують мар-

ку зі сферичною головкою для встановлення рейки при нівелюванні. Для вимірювання кутів та відстаней між пунктами, розташованими в колодязях, використовують оптичний центрир. На видовжених створах їх кінцеві пункти закріплюють марками у верхній частині торцевих стін. У цьому випадку положення проміжних точок визначають по створу.

Для контролю висотного положення конструкцій технологічного устаткування використовують густу мережу робочих реперів, закріплених на фундаментах, колонах, перекриттях. Періодично позначки робочих реперів перевіряють нівелюванням між фундаментальними або глибинними реперами. Інтервал між повторними спостереженнями встановлюють залежно від величини осідань фундаментів і точності геодезичного контролю.

6.5. Класифікація операцій вивіряння геометрії елементів споруд та обладнання

Найпоширеніші показники, які характеризують якість геометричних параметрів інженерних споруд і технологічного обладнання та їх положення у просторі, представлені на рис. 6.2.

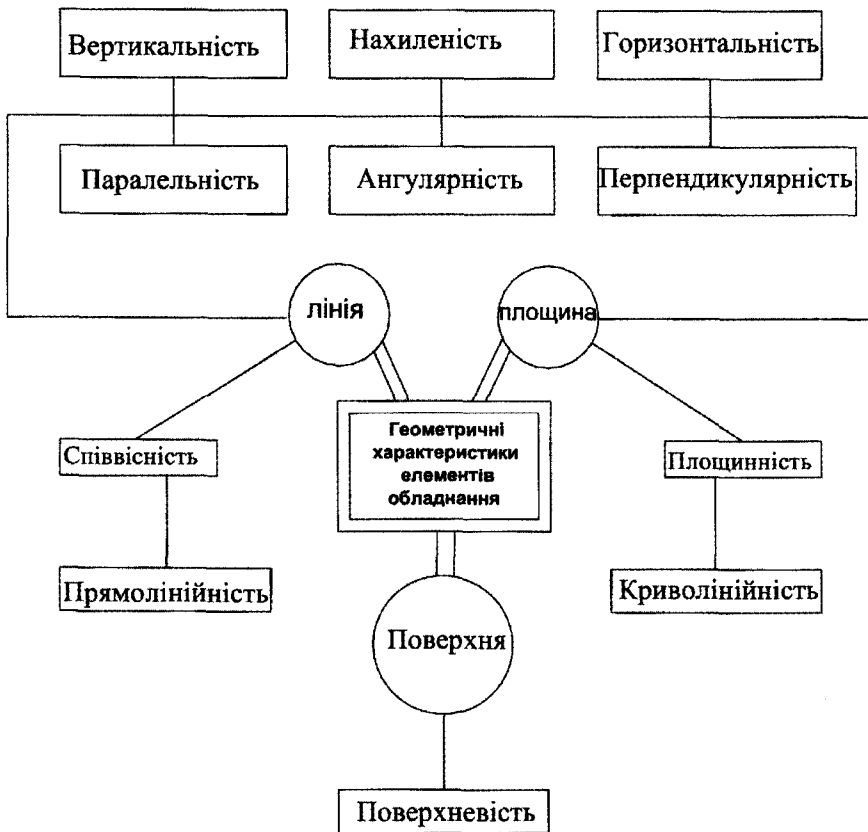


Рис. 6.2. Параметри характеристики положення конструкцій споруд та обладнання

Прямолінійність стосується розміщення розглянутих сукупності точок елементів споруд та обладнання на одній лінії (осі), в одній якій-небудь площині – горизонтальній, похилій чи вертикальній. **Співвісність** – це особливий вид прямолінійності одночасно в двох площинах: горизонтальній і вертикальній, похилій і вертикальній, двох вертикальних.

Горизонтальність, похилість і вертикальність визначають положення лінії споруд та обладнання відносно горизонтальної або прямовисної лінії. Горизонтальність характеризується однаковими висотними позначками, а вертикальність – однаковими абсцисами й ординатами двох яких-небудь точок, що належать цим лініям або осям. Похилість характеризується величиною ухилу, значення якого на різних ділянках прямої лінії повинне бути однаковим.

Паралельність і перпендикулярність ліній визначають взаємне положення двох прямих, що лежать в одній площині (горизонтальна, похила чи вертикальна).

Площинність характеризує рівень належності множини яких-небудь точок поверхні конструкції чи деталі обладнання одній площині – горизонтальній, похилій або вертикальній. Площина вважається визначеною, якщо задано тривимірні координати трьох її точок, які не розташовуються на одній прямій.

Горизонтальність, похилість і вертикальність площини характеризує положення групи прямих (осей), що належать цій площині; у горизонтальній площині позначки точок прямих однакові, у похилій паралельні лінії мають однакові ухили, а у вертикальній – однакову спрямованість (однаковий дирекційний кут).

Паралельність і перпендикулярність площин характеризується різницею дирекційних кутів ліній їх перетину з якою-небудь площиною (горизонтальна, похила чи прямовисна), при цьому в першому випадку дана різниця дорівнює 0° , а в другому – 90° . Для характеристики відхилення лінії або площини конструкції від заданих геометричних умов застосовується відповідний вираз ознак з префіксом “не”, наприклад, непрямолінійність, негоризонтальність, неспіввісність і т. п. Відхилення визначається в лінійній або кутовій мірі.

Криволінійність характеризується радіусом кривини (постійним або змінним) перерізу елемента споруди або обладнання якою-небудь площиною – горизонтальною, похилою, вертикальною. Відхилення в геометрії криволінійного елемента устаткування звичайно передають або зміною радіуса кривини, або лінійним відхиленням точки від кривої з нормальним радіусом. У практиці монтажу найчастіше використовують криволінійні елементи, розташовані в горизонтальній і вертикальній площинах. Однак при монтажі складних поверхонь використовують також інші перерізи, площина яких може мати різну орієнтацію в просторі. Особливою просторовою характеристикою кривини може бути криволінійна співвісність, обумовлена радіусом кривини лінії в одній площині та площинністю точок цієї лінії в іншій (площині радіуса).

Для характеристики якості реалізації поверхні доцільно використовувати поняття “**поверхневість**”, що визначає ступінь наближення реальної поверхні до теоретичної, заданої математично. Лінійне відхилення точки реальної поверхні від теоретичної, спрямоване вздовж лінії перетину двох нормальних перерізів у цій точці, називається **неповерхневістю**. Найчастіше кривина поверхні характеризується радіусами двох нормальних перерізів. Допустимі відхилення при реалізації

різних форм елементів споруд і обладнання вказуються в ДЕСТ, Технічних умовах і робочих кресленнях.

Згідно з рис. 6.2, найбільша кількість характеристик геометричних параметрів припадає на лінії і площини конструкцій. Узагальненими характеристиками положення лінії є співвісність її точок та ухил, а для положення площини – площинність і похилість (ухили). Взаємне положення ліній і площин характеризується **ангулярністю** – кутом між ними, зокрема, 0° – при їх паралельності й 90° – при їх перпендикулярності. Криволінійність характерна як для плоских, так і для просторових конструктивних елементів.

6.6. Основні математичні залежності для визначення взаємного розташування елементів конструкцій

6.6.1. Основні параметри прямої та площини

Переважає більшість конструкцій інженерних споруд і технологічного обладнання має форму прямих і плоских елементів. Тому забезпечення їх взаємного розташування у просторі споруди вимагає відповідного математичного моделювання і реалізації моделі геодезичними методами. Застосування сучасних точних і безрефлекторних електронних тахеометрів і сканерних систем значно полегшує аналіз якості виготовлення та збирання у монтажні блоки лінійних і плоских конструкцій: стін, панелей, колон, трубчастих і коробчастих елементів, визначення їх відхилень від проектного положення, ступеня деформації тощо.

В індустріальному будівельно-монтажному виробництві такі технології надзвичайно ефективні, особливо при будівництві аркових мостів, монтажі технологічних трубопроводів атомних енергоблоків, хімічних і нафтоперегінних заводів, у судно- і літакобудуванні. Математично форма таких конструкцій передається лініями, площинами і навіть поверхнями. Нижче подано основні відомості про геометричні параметри прямих і площин, умови їх взаємного розташування [58, 113], особливостей контролю точності визначення окремих параметрів та їх зв'язок з геодезичними даними.

Рівняння прямої λ , яка задана у просторі точками $P_1(x_1, y_1, z_1)$ і $P_2(x_2, y_2, z_2)$, можна представити у канонічній і параметричній формах. Канонічна форма рівняння має вигляд:

$$\frac{x - x_1}{x_2 - x_1} = \frac{y - y_1}{y_2 - y_1} = \frac{z - z_1}{z_2 - z_1}, \quad (6.1)$$

де x, y, z – просторові координати будь-якої точки прямої.

За різницями координат точок прямої визначається дирекційний кут α і кут нахилу ν прямої лінії до горизонту, а за ними – напрямні косинуси прямої або, точніше, косинуси кутів між напрямом прямої та осями координат:

$$\cos \gamma_x = \cos \alpha \cos \nu; \quad \cos \gamma_y = \sin \alpha \cos \nu; \quad \cos \gamma_z = \sin \nu.$$

Тоді рівняння (6.1) подається у формі

$$\frac{x_2 - x_1}{\cos \gamma_x} = \frac{y_2 - y_1}{\cos \gamma_y} = \frac{z_2 - z_1}{\cos \gamma_z} = D; \quad D = \sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2 + (z_2 - z_1)^2}, \quad (6.2)$$

тут D – довжина просторової прямої.

З цього випливає, що напрямні косинуси можна визначати і за різницями координат прямої та її довжиною. Контролем правильності обчислень є виконання умови

$$\cos^2 \gamma_x + \cos^2 \gamma_y + \cos^2 \gamma_z = 1. \quad (6.3)$$

Якщо один із напрямних косинусів дорівнює одиниці, то пряма лежить на відповідній координатній осі. За різницями координат точок прямої подають її канонічне рівняння (6.1) у вигляді:

$$\frac{x - x_1}{l} = \frac{y - y_1}{m} = \frac{z - z_1}{n} = t, \quad (6.4)$$

де l, m, n – координати колінеарного (паралельного) вектора або напрямні коефіцієнти; t – змінний параметр, який виконує роль масштабного множника.

Порівнюючи рівняння (6.1) і (6.4), приходимо до висновку, що при $t = 1$ напрямні коефіцієнти визначаються за різницею координат:

$$l = x_2 - x_1; \quad m = y_2 - y_1; \quad n = z_2 - z_1.$$

Якщо пряма задається перетином двох площин, то напрямні коефіцієнти визначаються через параметри цих площин:

$$l = \begin{vmatrix} B_1 & C_1 \\ B_2 & C_2 \end{vmatrix}; \quad m = - \begin{vmatrix} A_1 & C_1 \\ A_2 & C_2 \end{vmatrix}; \quad n = \begin{vmatrix} A_1 & B_1 \\ A_2 & B_2 \end{vmatrix}.$$

У *параметричній* формі рівняння (6.4) записується так:

$$x = x_1 + lt; \quad y = y_1 + mt; \quad z = z_1 + nt,$$

якими зручно користуватися для визначення координат точки перетину прямих.

Нижче подано основні формули для характеристики положення прямої у просторі з використанням геодезичних і математичних величин:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} = \frac{m}{l}; \quad \cos \alpha = \frac{x_2 - x_1}{S} = \frac{l}{\sqrt{l^2 + m^2}}; \quad \sin \alpha = \frac{y_2 - y_1}{S} = \frac{m}{\sqrt{l^2 + m^2}};$$

$$S = \sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2}; \quad \operatorname{tg} v_x = \frac{z_2 - z_1}{x_2 - x_1} = \frac{n}{l}; \quad \operatorname{tg} v_y = \frac{z_2 - z_1}{y_2 - y_1} = \frac{n}{m};$$

$$\operatorname{tg} v = \frac{z_2 - z_1}{S} = \operatorname{tg} v_x \cos \alpha = \operatorname{tg} v_y \sin \alpha = \frac{n}{\sqrt{l^2 + m^2}},$$

де α – дирекційний кут лінії; v – кут нахилу лінії до горизонту; v_x, v_y – кути нахилу проекції даної лінії відповідно на площину xz і yz ; S – горизонтальне прокладення лінії.

Якщо пряма паралельна до площини xy , то $n = 0$, якщо до площини xz , то $m = 0$, а якщо до площини yz , то $l = 0$.

Рівняння площини загалом має вигляд:

$$Ax + By + Cz - D = 0, \quad (6.5)$$

де A, B, C – коефіцієнти; D – вільний член. Параметри площини визначаються за координатами її представницьких точок (необхідна кількість точок – не менше трьох). У цьому випадку їх визначають із матриць:

$$A = \begin{vmatrix} 1 & y_1 & z_1 \\ 1 & y_2 & z_2 \\ 1 & y_3 & z_3 \end{vmatrix}; \quad B = \begin{vmatrix} x_1 & 1 & z_1 \\ x_2 & 1 & z_2 \\ x_3 & 1 & z_3 \end{vmatrix}; \quad C = \begin{vmatrix} x_1 & y_1 & 1 \\ x_2 & y_2 & 1 \\ x_3 & y_3 & 1 \end{vmatrix}; \quad D = \begin{vmatrix} x_1 & y_1 & z_1 \\ x_2 & y_2 & z_2 \\ x_3 & y_3 & z_3 \end{vmatrix}.$$

Операцію здійснюють на ПК у програмі “Excel”: спочатку формують четверту матрицю, а потім у її трьох копіях замінюють одиничним вектором перший, другий і третій стовпчики відповідно до параметрів A, B, C .

Якщо площина задана чотирма точками, то для контролю параметри доцільно визначити двічі по трьох незалежних точках, наприклад, 1-2-3, 1-2-4 або 1-3-4. Точніше визначаються параметри по трикутниках більшої площі. За кінцеві значення параметрів беруть середнє. Для більшої кількості пунктів параметри площини доцільно визначити за методом найменших квадратів (див. гл. 13). Якщо $A = 0$, то площина паралельна до осі X , якщо $B = 0$ – до осі Y , якщо $C = 0$ – до осі Z , а якщо $D = 0$, то площина проходить через початок координат.

Поділивши рівняння загального вигляду (6.5) на величину $K = \sqrt{A^2 + B^2 + C^2}$, одержують *нормоване рівняння площини*:

$$\begin{aligned} x \cos \gamma_x + y \cos \gamma_y + z \cos \gamma_z - p &= 0; & (6.6) \\ \cos \gamma_x &= A/K; \quad \cos \gamma_y = B/K; \quad \cos \gamma_z = C/K; \\ p &= \frac{\pm D}{K}; \quad K = \sqrt{A^2 + B^2 + C^2}, \end{aligned}$$

де p – довжина перпендикуляра, опущеного на площину з початку координат; $\gamma_x, \gamma_y, \gamma_z$ – кути між напрямом перпендикуляра до площини і осями координат.

Знак перпендикуляра визначається знаком D : якщо $p > 0$, тоді точка O_p перпендикуляра розташована вище від площини xoy , якщо $p < 0$, то нижче від неї, а якщо $p = 0$, то площина проходить через початок координат. Напрямні косинуси мають задовольняти умову

$$\cos^2 \gamma_x + \cos^2 \gamma_y + \cos^2 \gamma_z = 1.$$

Від’ємні значення напрямних косинусів свідчать, що $\gamma_i > 90^\circ$.

Якщо площина перетинає вісь абсцис у точці $O_x(a, 0, 0)$, вісь ординат у точці $O_y(0, b, 0)$ і вісь аплікват у точці $O_z(0, 0, c)$, тоді таке рівняння у відрізках має вигляд:

$$\frac{x}{a} + \frac{y}{b} + \frac{z}{c} - 1 = 0.$$

Між коефіцієнтами рівнянь у загальному вигляді та у відрізках існує зв'язок:

$$a = D/A; \quad b = D/B; \quad c = D/C.$$

І навпаки, якщо відомі параметри площини у відрізках, то параметри площини загального вигляду визначаються з цих же залежностей. Саме тут доречно зауважити, що геометрично параметри A, B, C рівняння площини являють собою подвоєні площі проекції базового трикутника на площини координатних осей відповідно yoz, xoz, xoy (рис. 6.3, *a*). На величину площ проекцій впливає кут v_m максимального нахилу базового трикутника до горизонту і дирекційний кут α_m перпендикуляра до неї, а саме:

$$A = 2F \cos v_m; \quad B = 2F \sin \alpha_m; \quad C = 2F \sin v_m,$$

де F – площа базового трикутника досліджуваної площини.

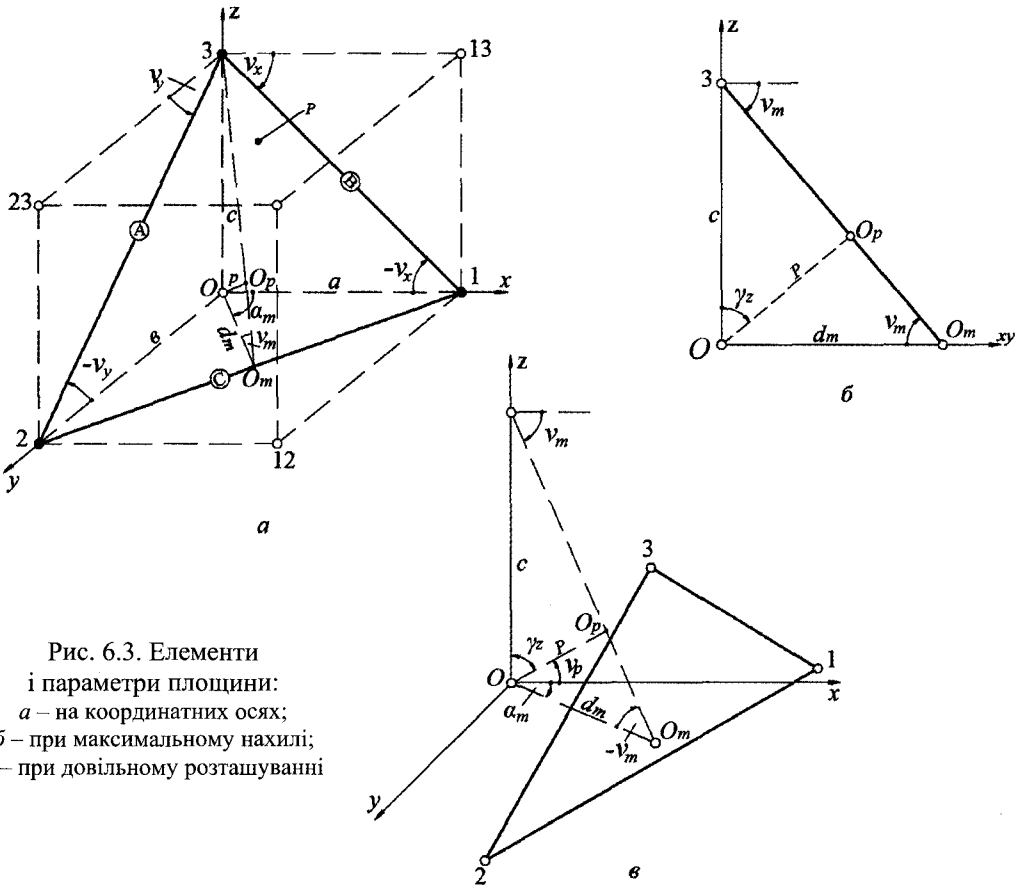


Рис. 6.3. Елементи і параметри площини:
a – на координатних осях;
б – при максимальному нахилі;
в – при довільному розташуванні

Кути нахилу площини v_x і v_y на осях абсцис та ординат визначаються за формулами

$$\operatorname{tg} v_x = -A/C = -c/a; \quad \operatorname{tg} v_y = -B/C = -c/b,$$

а загальний (максимальний) кут нахилу площини та його дирекційний кут – з виразів

$$\operatorname{tg} v_m = \frac{\sqrt{A^2 + B^2}}{C} = \frac{-c\sqrt{a^2 + b^2}}{ab} = \pm \sqrt{\operatorname{tg}^2 v_x + \operatorname{tg}^2 v_y};$$

$$\operatorname{tg} \alpha_m = B/A = a/b = \operatorname{tg} v_y / \operatorname{tg} v_x$$

або

$$\cos \alpha_m = \frac{A}{\sqrt{A^2 + B^2}} = \frac{b}{\sqrt{a^2 + b^2}}.$$

Зауважимо, що кути нахилу площини на осях абсцис і ординат визначаються за формулами зі своїми знаками: “плюс” – підйом, “мінус” – спуск, при цьому положення площини розглядається з початку координат, як і кути напрямних косинусів, а знак максимального кута нахилу визначається знаком при $C(c)$ або візуально за знаками кутів нахилу площини на осях. Дирекційний кут максимального нахилу площини визначається залежно від знака знаменника: якщо він додатний, то $\alpha_m = 360^\circ + \arctg \alpha_m$, а якщо від’ємний, то $\alpha_m = 180^\circ + \arctg \alpha_m$. Тепер визначається і кут нахилу $v_p = 90^\circ - \gamma_z$ перпендикуляра p до площини з початку координат. Для заданого напрямку з дирекційним кутом α_i кут нахилу площини буде:

$$\operatorname{tg} v_i = \operatorname{tg} v_m \cos(\alpha_i - \alpha_m).$$

Віддалення d_m точки O_m як сліду перетину лінії максимального нахилу з площиною xoy (див. рис. 6.3, б) визначається за формулою

$$d_m = p / \sin v_m = a \cos \alpha_m.$$

До речі, на рис. 6.3 показано розташування площини, заданої як трьома точками на осях координат, так і довільними точками, коли відрізки на осях a, b, c визначаються за параметрами A, B, C і контролюються за такими формулами:

$$a = d_m / \cos \alpha_m; \quad b = d_m / \sin \alpha_m; \quad c = d_m / \operatorname{tg} v_m = p / \sin \gamma_z.$$

Додатковим контролем обчислень параметрів площини можуть служити формули

$$\sin v_m \cos \alpha_m = \cos \gamma_x; \quad \sin v_m \sin \alpha_m = \cos \gamma_y; \quad v_m = \gamma_z.$$

За вказаними вище алгоритмічними залежностями можна вести обчислення на ПК в електронних таблицях “Excel” або за спеціально складеною програмою.

Похибки визначення параметрів площини наближено можна знайти за такими формулами:

$$m_A = 2m_F \cos v_m; \quad m_B = 2m_F \sin \alpha_m; \quad m_C = 2m_F \sin v_m; \quad m_F = \frac{m}{2} \sqrt{\frac{d_1^2 + d_2^2 + d_3^2}{3}},$$

де m – похибка визначення просторового положення точки; $d_i (i=1,2,3)$ – довжини сторін базового трикутника.

Експериментальними дослідженнями встановлено, що при визначенні просторового положення точок торцевої площини металевої конструкції прямокутного поперечного перерізу площею до 10 м^2 з похибкою до 3 мм скп параметра сягає $0,005 \text{ м}^2$ (у відносній мірі 1:1 000), хоча, як відзначалося вище, це залежить і від

величини самого параметра, оскільки при малих кутах α_m і v_m величини B і C наближаються до нуля (трикутник вироджується у пряму лінію).

Похибки визначення основних кутів орієнтування площини можна обчислити за формулами

$$m_{v_x} = \frac{\rho}{2} \sin 2v_x \sqrt{\left(\frac{m_A}{A}\right)^2 + \left(\frac{m_C}{C}\right)^2}; \quad m_{v_y} = \frac{\rho}{2} \sin 2v_y \sqrt{\left(\frac{m_A}{A}\right)^2 + \left(\frac{m_B}{B}\right)^2};$$

$$m_{v_m} = \frac{\cos^2 v_m}{\operatorname{tg} v_m} \sqrt{\left(\frac{\operatorname{tg} v_x m_{v_x}}{\cos^2 v_x}\right)^2 + \left(\frac{\operatorname{tg} v_y m_{v_y}}{\cos^2 v_y}\right)^2}; \quad m_{\alpha_m} = \frac{\rho}{2} \sin 2\alpha_m \sqrt{\left(\frac{m_A}{A}\right)^2 + \left(\frac{m_B}{B}\right)^2}.$$

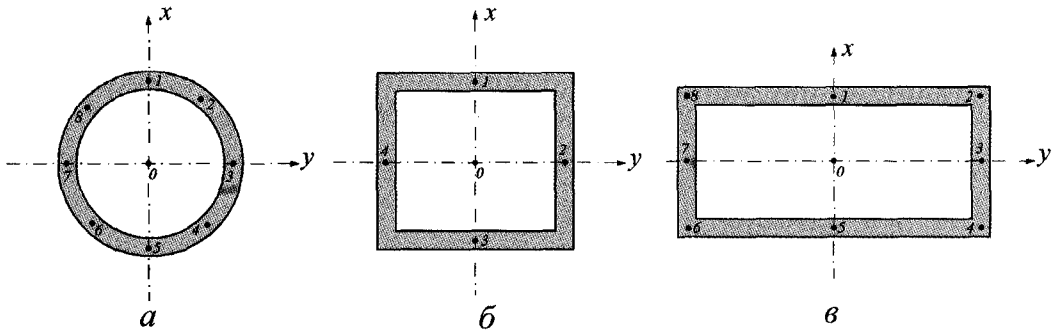


Рис. 6.4. Схема розташування контрольних точок на торцевих площинах конструкцій:
а – циліндр; б, в – короб

Для прикладу нижче наведено результати визначення положення торцевої площини пілона арки мосту, заданої чотирма контрольними точками 1, 3 і 2, 4, розташованими відповідно у площині xOy та у площині торця перпендикулярно до лінії 1-3 (рис. 6.4, б). За координатами контрольних точок, визначених електронним тахеометром з пунктів мостової триангуляції з похибкою координат до 2 мм, двічі обчислено параметри торцевої площини по двох трикутниках 1-2-3 і 3-4-1: $A = -6,32410$; $B = 0,036415$; $C = 4,517470$; $D = -2179,05$ та $A = -6,25029$; $B = 0,025857$; $C = 4,464792$; $D = -2155,22 \text{ м}^2$. Середні значення параметрів: $A = -6,28720$; $B = 0,031136$; $C = 4,491131$; $D = -2167,14 \text{ м}^2$. За величинами розходжень між ними отримано похибки середніх значень параметрів: $m_A = 0,021$; $m_B = 0,004$; $m_C = 0,018$; $m_D = 6,98 \text{ м}^2$ (відносні середні похибки параметрів менші ніж 1 : 500). За середніми значеннями параметрів торцевої площини обчислено:

- 1) кути напрямних косинусів – $\gamma_x = 35,53994^\circ$; $\gamma_y = 89,76911^\circ$; $\gamma_z = 54,46111^\circ$;
- 2) кути нахилу площини – $v_x = -35,46067^\circ$; $v_y = 0,39722^\circ$; $v_m = -54,46100^\circ$;
- 3) довжину перпендикуляра – $p = 280,478 \text{ м}$ ($K = 7,726585$), опущеного на площину з початку координат, та його дирекційний кут $\alpha_m = 0,2838^\circ$, кут нахилу $v_p = 35,53900^\circ$ перпендикуляра до горизонту й горизонтальну відстань

$d_m = -344,686$ м до точки O_m від початку координат. Основні кути положення площини отримано з похибкою в межах 3-5' на відстанях до об'єкта 80-100 м. На основі цих даних підготовлено дані для аналізу розташування площини у просторі та розроблення заходів щодо коректури положення монтажного блока.

6.6.2. Ознаки та умови взаємного розташування прямих і площин

1. Умова, що дві прямі $\lambda_1(l_1, m_1, n_1)$ та $\lambda_2(l_2, m_2, n_2)$ лежать в одній площині, визначається детермінантом

$$\begin{vmatrix} x_2 - x_1 & y_2 - y_1 & z_2 - z_1 \\ l_1 & m_1 & n_1 \\ l_2 & m_2 & n_2 \end{vmatrix} = 0.$$

2. Умови паралельності й перпендикулярності двох прямих $\lambda_1(l_1, m_1, n_1)$ і $\lambda_2(l_2, m_2, n_2)$ та двох площин $P_1(A_1, B_1, C_1)$ і $P_2(A_2, B_2, C_2)$:

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{m_1}{m_2} = \frac{n_1}{n_2}; \quad l_1 l_2 + m_1 m_2 + n_1 n_2 = 0; \quad \frac{A_1}{A_2} = \frac{B_1}{B_2} = \frac{C_1}{C_2}; \quad A_1 A_2 + B_1 B_2 + C_1 C_2 = 0.$$

Якщо площини збігаються, то співвідношення вільних членів D_1 / D_2 дорівнює співвідношенням коефіцієнтів.

3. Умови паралельності й перпендикулярності прямої $\lambda(l, m, n)$ та площини $P(A, B, C, D)$:

$$\frac{l}{A} = \frac{m}{B} = \frac{n}{C}; \quad Al + Bm + Cn = 0.$$

4. Кут φ між двома прямими $\lambda_1(l_1, m_1, n_1)$ і $\lambda_2(l_2, m_2, n_2)$ та між двома площинами $P_1(A_1, B_1, C_1)$ і $P_2(A_2, B_2, C_2)$ визначається за однотипними формулами:

$$\cos \varphi = \pm \frac{l_1 l_2 + m_1 m_2 + n_1 n_2}{\sqrt{l_1^2 + m_1^2 + n_1^2} \sqrt{l_2^2 + m_2^2 + n_2^2}} = \pm \frac{l_1 l_2 + m_1 m_2 + n_1 n_2}{k_1 k_2};$$

$$\cos \varphi = \pm \frac{A_1 A_2 + B_1 B_2 + C_1 C_2}{\sqrt{A_1^2 + B_1^2 + C_1^2} \sqrt{A_2^2 + B_2^2 + C_2^2}} = \pm \frac{A_1 A_2 + B_1 B_2 + C_1 C_2}{K_1 K_2}.$$

Якщо чисельник цих залежностей більший від нуля, то кут φ гострий, якщо менший – тупий, якщо дорівнює нулеві, то $\varphi = 90^\circ$, тобто витримується умова перпендикулярності прямих або площин. Коли відомі напрямні косинуси прямих, то

$$\cos \varphi = \cos \gamma_{x_1} \cos \gamma_{x_2} + \cos \gamma_{y_1} \cos \gamma_{y_2} + \cos \gamma_{z_1} \cos \gamma_{z_2}.$$

5. Кут між прямою $\lambda(l, m, n)$ і площиною $P(A, B, C, D)$

$$\sin \varphi = \frac{Al + Bm + Cn}{\sqrt{A^2 + B^2 + C^2} \sqrt{l^2 + m^2 + n^2}} = \frac{Al + Bm + Cn}{Kk}.$$

6.6.3. Ознаки та умови розташування площин

1. **Точка перетину трьох площин** визначається координатами:

$$x = \frac{1}{D} \begin{vmatrix} D_1 & B_1 & C_1 \\ D_2 & B_2 & C_2 \\ D_3 & B_3 & C_3 \end{vmatrix}; y = \frac{1}{D} \begin{vmatrix} A_1 & D_1 & C_1 \\ A_2 & D_2 & C_2 \\ A_3 & D_3 & C_3 \end{vmatrix}; z = \frac{1}{D} \begin{vmatrix} A_1 & B_1 & D_1 \\ A_2 & B_2 & D_2 \\ A_3 & B_3 & D_3 \end{vmatrix}; D = \begin{vmatrix} A_1 & B_1 & C_1 \\ A_2 & B_2 & C_2 \\ A_3 & B_3 & C_3 \end{vmatrix}.$$

2. **Площина** $P(A, B, C, D)$, що проходить через три точки $T_i(x_i, y_i, z_i)$, ($i = 1, 2, 3$), описується рівнянням

$$\begin{vmatrix} 1 & y_1 & z_1 \\ 1 & y_2 & z_2 \\ 1 & y_3 & z_3 \end{vmatrix} x + \begin{vmatrix} x_1 & 1 & z_1 \\ x_2 & 1 & z_2 \\ x_3 & 1 & z_3 \end{vmatrix} y + \begin{vmatrix} x_1 & y_1 & 1 \\ x_2 & y_2 & 1 \\ x_3 & y_3 & 1 \end{vmatrix} z = \begin{vmatrix} x_1 & y_1 & z_1 \\ x_2 & y_2 & z_2 \\ x_3 & y_3 & z_3 \end{vmatrix}.$$

3. **Якщо три площини проходять через одну і ту ж пряму**, то детермінант

$$\begin{vmatrix} A_1 & B_1 & C_1 \\ A_2 & B_2 & C_2 \\ A_3 & B_3 & C_3 \end{vmatrix} = 0.$$

4. **Якщо чотири площини проходять через одну точку**, то детермінант

$$\begin{vmatrix} A_1 & B_1 & C_1 & D_1 \\ A_2 & B_2 & C_2 & D_2 \\ A_3 & B_3 & C_3 & D_3 \\ A_4 & B_4 & C_4 & D_4 \end{vmatrix} = 0.$$

6.6.4. Розташування точок відносно прямих

1. **Відстань між двома точками** $T_i(x_i, y_i, z_i)$ **прямої** $\lambda(l, m, n)$ у канонічній формі ($i = 1, 2$)

$$\frac{x_2 - x_1}{l} = \frac{y_2 - y_1}{m} = \frac{z_2 - z_1}{n} = t$$

визначається за формулою

$$D = \sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2 + (z_2 - z_1)^2}.$$

2. **Довжина перпендикуляра, опущеного з даної точки** $P_0(x_0, y_0, z_0)$ **на дану пряму** $\lambda(l, m, n)$, визначається за формулою

$$p = \sqrt{\frac{[(x_0 - x)m - (y_0 - y)l]^2 + [(x_0 - x)n - (z_0 - z)l]^2 + [(y_0 - y)n - (z_0 - z)m]^2}{l^2 + m^2 + n^2}},$$

де x, y, z – координати будь-якої точки прямої. Три підкореневі вирази у чисельнику можна обчислювати в електронних таблицях “Excel” і в матричній формі.

3. Точка $T(x, y, z)$ перетину двох прямих $\lambda_1(l_1, m_1, n_1)$ і $\lambda_2(l_2, m_2, n_2)$ визначається координатами

$$\begin{aligned} x &= x_1 + (x_3 - x_1)t_1; & y &= y_1 + (y_3 - y_1)t_1; & z &= z_1 + (z_3 - z_1)t_1; \\ x &= x_2 + (x_4 - x_2)t_2; & y &= y_2 + (y_4 - y_2)t_2; & z &= z_2 + (z_4 - z_2)t_2; \\ t_1 &= \frac{(x_2 - x_1)m_2 - (y_2 - y_1)l_2}{l_1m_2 - l_2m_1}; & t_2 &= \frac{(x_2 - x_1)m_1 - (y_2 - y_1)l_1}{l_1m_2 - l_2m_1}, \end{aligned}$$

де $x_i, y_i, z_i (i=1,3;2,4)$ – координати попарно початкових і кінцевих точок прямих.

Зауважимо: задача розв'язується однозначно для аплікату тільки тоді, коли прямі лежать в одній площині. Перевірку цього твердження описано вище.

4. Найкоротша відстань між заданими прямими $\lambda_1(l_1, m_1, n_1)$ і $\lambda_2(l_2, m_2, n_2)$

$$d = \pm \frac{1}{k_1 k_2 \sin \varphi} \begin{vmatrix} x_2 - x_1 & y_2 - y_1 & z_2 - z_1 \\ l_1 & m_1 & n_1 \\ l_2 & m_2 & n_2 \end{vmatrix},$$

де k_1, k_2 – кутові коефіцієнти прямих (відповідно $\operatorname{tg} \alpha_1$ і $\operatorname{tg} \alpha_2$); φ – кут між прямими.

5. Пряма $\lambda(l, m, n)$, що проходить через дану точку $T_0(x_0, y_0, z_0)$ і перпендикулярна до площини $P(A, B, C, D)$, описується рівнянням у канонічній формі:

$$\frac{x - x_0}{A} = \frac{y - y_0}{B} = \frac{z - z_0}{C},$$

в якому параметри площини стають параметрами (напрямними коефіцієнтами) прямої.

6. Координати кінцевих точок $K_1(x_{11}, y_{11}, z_{11})$ і $K_2(x_{22}, y_{22}, z_{22})$ загального перпендикуляра K_1K_2 до двох перехресних прямих λ_1 і λ_2 визначаються із сумісного розв'язання двох систем рівнянь:

$$\begin{vmatrix} x_{11} - x_1 & y_{11} - y_1 & z_{11} - z_1 \\ l_1 & m_1 & n_1 \\ l_{12} & m_{12} & n_{12} \end{vmatrix} = 0; \quad \begin{vmatrix} x_{22} - x_2 & y_{22} - y_2 & z_{22} - z_2 \\ l_2 & m_2 & n_2 \\ l_{12} & m_{12} & n_{12} \end{vmatrix} = 0;$$

$$l_{12} = \begin{vmatrix} m_1 & n_1 \\ m_2 & n_2 \end{vmatrix}; \quad m_{12} = - \begin{vmatrix} l_1 & n_1 \\ l_2 & n_2 \end{vmatrix}; \quad n_{12} = \begin{vmatrix} l_1 & m_1 \\ l_2 & m_2 \end{vmatrix}.$$

У результаті спочатку отримуємо параметри двох площин P_1 і P_2 :

$$A_1 = m_1 n_{12} - m_{12} n_1; \quad B_1 = -(l_1 n_{12} - l_{12} n_1); \quad C_1 = l_1 m_{12} - l_{12} m_1;$$

$$A_2 = m_2 n_{12} - m_{12} n_2; \quad B_2 = -(l_2 n_{12} - l_{12} n_2); \quad C_2 = l_2 m_{12} - l_{12} m_2,$$

а потім параметри прямих:

$$t_1 = \frac{A_2(x_2 - x_1) + B_2(y_2 - y_1) + C_2(z_2 - z_1)}{A_2l_1 + B_2m_1 + C_2n_1};$$

$$t_2 = -\frac{A_1(x_2 - x_1) + B_1(y_2 - y_1) + C_1(z_2 - z_1)}{A_1l_2 + B_1m_2 + C_1n_2}$$

і координати точок K_1 і K_2 перпендикуляра:

$$x_{11} = x_1 + l_1t_1; \quad y_{11} = y_1 + m_1t_1; \quad z_{11} = z_1 + n_1t_1;$$

$$x_{22} = x_2 + l_2t_2; \quad y_{22} = y_2 + m_2t_2; \quad z_{22} = z_2 + n_2t_2.$$

Тепер легко визначити довжину перпендикуляра K_1K_2 за різницями просторових координат точок. Якщо координати точок K_1 і K_2 не потрібні, то довжина перпендикуляра обчислюється безпосередньо за формулою

$$d = \sqrt{\frac{\begin{vmatrix} x_2 - x_1 & y_2 - y_1 & z_2 - z_1 \\ l_1 & m_1 & n_1 \\ l_2 & m_2 & n_2 \end{vmatrix}^2}{\begin{vmatrix} l_1 & m_1 \\ l_2 & m_2 \end{vmatrix}^2 + \begin{vmatrix} l_1 & n_1 \\ l_2 & n_2 \end{vmatrix}^2 + \begin{vmatrix} m_1 & n_1 \\ m_2 & n_2 \end{vmatrix}^2}}.$$

Якщо прямі λ_1 і λ_2 паралельні, то $l_1 = l_2$; $m_1 = m_2$; $n_1 = n_2$, чисельник і знаменник підкореневого виразу дорівнюють нулеві й, отже, виникає невизначеність у розв'язанні задачі. Але оскільки довжина перпендикуляра визначається за вказаною вище формулою, то залишається тільки визначити одну з його точок перпендикуляра, наприклад, точку II на першій прямій (рис. 6.5), на яку опускається перпендикуляр з початкової точки 2 другої лінії, за формулами

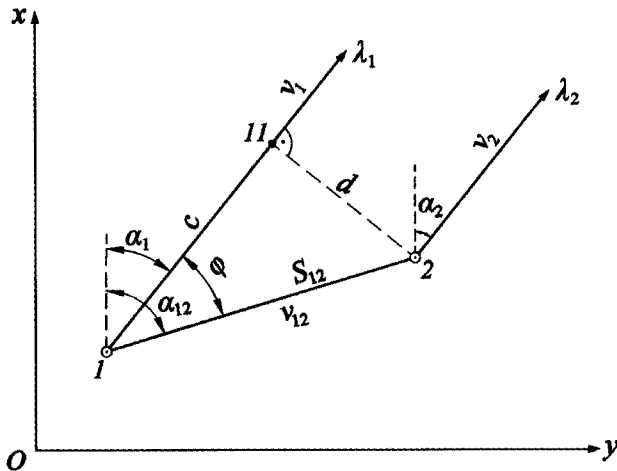


Рис. 6.5. До визначення довжини перпендикуляра до двох паралельних прямих

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \operatorname{tg} \alpha_2 = m/l; \quad \operatorname{tg} \alpha_{12} = (y_2 - y_1)/(x_2 - x_1); \quad \operatorname{tg} v_1 = \operatorname{tg} v_2 = n/\sqrt{l^2 + m^2};$$

$$S_{12} = \sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2}; \quad \operatorname{tg} v_{12} = (z_2 - z_1)/S_{12} = \operatorname{tg} v_1 \cos \varphi;$$

$$\varphi = \alpha_{12} - \alpha_1; \quad c = S_{12} \cos \varphi; \quad d = S_{12} \sin \varphi;$$

$$x_{11} = x_1 + c \cos \alpha_1 = x_2 + d \sin \alpha_2;$$

$$y_{11} = y_1 + c \sin \alpha_1 = y_2 - d \cos \alpha_2;$$

$$z_{11} = z_1 + c \operatorname{tg} v_1 = z_2$$

при забезпеченні контролю обчислень координат точки 11 – основи перпендикуляра.

6.6.5. Взаємне розташування точок, прямих і площин

1. **Відстань (довжина перпендикуляра) від точки $T_0(x_0, y_0, z_0)$ до заданої площини $P(A, B, C, D)$ має становити:**

$$d = \pm(Ax_0 + By_0 + Cz_0 + D)/K; \quad K = \sqrt{A^2 + B^2 + C^2}$$

зі знаком, протилежним знакові D .

2. **Площина P , яка проходить через дві задані точки $T_1(x_1, y_1, z_1)$ і $T_2(x_2, y_2, z_2)$ та перпендикулярно до заданої площини $P_1(A_1, B_1, C_1, D_1)$, характеризується параметрами:**

$$A = C_1(y_2 - y_1) - B_1(z_2 - z_1); \quad B = A_1(z_2 - z_1) - B_1(x_2 - x_1);$$

$$C = B_1(x_2 - x_1) - A_1(y_2 - y_1);$$

$$D = (x_2 - x_1)(C_1 y_1 - B_1 z_1) + (y_2 - y_1)(A_1 z_1 - C_1 x_1) + (z_2 - z_1)(B x_1 - A_1 y_1).$$

Якщо пряма $T_1 T_2$ перпендикулярна до площини P , то настає невизначеність, оскільки через цю пряму проходить безліч таких площин.

3. **Площина, що проходить через дану точку $T_0(x_0, y_0, z_0)$ і пряму $\lambda_1(l_1, m_1, n_1)$, яка не проходить через вказану точку, характеризується такими параметрами:**

$$A = n_1(y_1 - y_0) - m_1(z_1 - z_0); \quad B = -(n_1(x_1 - x_0) - l_1(z_1 - z_0));$$

$$C = m_1(x_1 - x_0) - l_1(y_1 - y_0); \quad D = Ax_0 + By_0 + Cz_0.$$

4. **Рівняння площини, яка проходить через задану точку $T_0(x_0, y_0, z_0)$ і перпендикулярно до заданої прямої $\lambda(l, m, n)$, має вигляд:**

$$lx + my + nz - D = 0; \quad D = lx_0 + my_0 + nz_0.$$

5. **Площина, яка проходить через дану точку $T_0(x_0, y_0, z_0)$ паралельно до даної площини $P(A, B, C, D)$, описується рівнянням**

$$Ax + By + Cz - D = 0; \quad D = Ax_0 + By_0 + Cz_0.$$

6. Рівняння площини, яка проходить через одну пряму $\lambda_1(l_1, m_1, n_1)$ і паралельна другій $\lambda_2(l_2, m_2, n_2)$, визначається за такими параметрами:

$$A = m_1 n_2 - m_2 n_1; \quad B = -(l_2 n_1 - l_1 n_2); \quad C = l_1 m_2 - l_2 m_1;$$

$$D = Ax_1 + By_1 + Cz_1.$$

7. Площина $P(A, B, C, D)$, яка проходить через дану пряму $\lambda_1(l_1, m_1, n_1)$ і перпендикулярна до заданої площини $P_1(A_1, B_1, C_1, D_1)$, описується рівнянням

$$\begin{vmatrix} x-x_1 & y-y_1 & z-z_1 \\ l_1 & m_1 & n_1 \\ A_1 & B_1 & C_1 \end{vmatrix} = 0,$$

звідки визначаються параметри площини:

$$A = C_1 m_1 - B_1 n_1; \quad B = -(C_1 l_1 - A_1 n_1); \quad C = B_1 l_1 - A_1 m_1; \quad D = Ax_1 + By_1 + Cz_1.$$

Якщо площина P_1 перпендикулярна до прямої λ_1 , то матриця вироджується у тотожність.

Коли зазначені прямі паралельні, то рішення немає, оскільки через такі прямі можна провести безліч площин.

8. Площина, яка проходить через дану точку $T_0(x_0, y_0, z_0)$ і паралельна двом даним прямим $\lambda_1(l_1, m_1, n_1)$ і $\lambda_2(l_2, m_2, n_2)$, характеризується параметрами:

$$A = m_1 n_2 - m_2 n_1; \quad B = -(l_1 n_2 - l_2 n_1); \quad C = l_1 m_2 - l_2 m_1; \quad D = Ax_0 + By_0 + Cz_0.$$

9. Площина P , яка проходить через задану точку $T_0(x_0, y_0, z_0)$ і перпендикулярно до двох заданих площин $P_1(A_1, B_1, C_1, D_1)$ і $P_2(A_2, B_2, C_2, D_2)$, окреслюється параметрами:

$$A = B_1 C_2 - B_2 C_1; \quad B = -(A_1 C_2 - A_2 C_1); \quad C = A_1 B_2 - A_2 B_1; \quad D = Ax_0 + By_0 + Cz_0.$$

Якщо площини P_1 і P_2 паралельні, то виникає невизначеність.

6.7. Методи і прилади для вивірення геометричних параметрів конструкцій споруд та обладнання

6.7.1. Основні механічні прилади для контролю геометричних параметрів конструкцій

Геодезичні роботи при монтажі конструкцій споруд і особливо технологічного обладнання пов'язані з великим обсягом вимірювань довжини, ширини, товщини, висоти, розмірів перерізу, діаметрів, зазорів конструкцій тощо. Окрім простих і малоточних пристроїв (лінійок, складаних метрів і рулеток), застосовують машинобудівні інструменти: штангенциркулі, мікрометри, індикатори, нутроміри, скоби, центрошукачі та ін.

Штангенциркуль складається зі штанги з двома вимірювальними губками. На штанзі з поділками рухається рамка з ноніусом. При вимірюванні рамка мікрометричним гвинтом притискається до деталі. Відлік беруть по шкалі штанги і ноніусу. Точність вимірювань становить від 0,05 до 0,1 мм. Штангенциркулями вимірюють зовнішні і внутрішні діаметри, а також параметри деталей розміром до 2 м.

Мікрометр застосовують для вимірювання зовнішніх діаметрів і параметрів деталей розміром до 600 мм. Він складається зі скоби, на кінцях якої розміщені опорна п'ята і мікрометричний гвинт зі шкалою і барабаном мікрометричної головки. При вимірюванні деталь притискають мікрометричним гвинтом до п'яти, користуючись тріскачкою, і беруть відлік по шкалі та барабану. Точність вимірювань 0,01-0,02 мм.

Індикатори використовують для перевірки форми і розмірів деталей, вимірювання биття центрованих валів, напівмуфт, колекторів, паралельності, площинності і т. д. Розрізняють індикатори важільно-механічні, електричні, оптичні та ін. У практиці монтажних робіт найчастіше користуються важільно-механічним годинниковим індикатором. Він має корпус і механізм з передавальних зубчастих коліс, який перетворює незначні переміщення вимірювального стрижня в обертальний рух стрілки кругової відлікової шкали (циферблата). По стрілці малого циферблата відлічують цілі, а по стрілці великого – десяті й соті долі міліметра. У ході вимірювань наконечник вимірювального стрижня під дією пружини притискається робочим кінцем до обмірюваної деталі. Індикатори виготовляються для вимірювань у таких межах: 0-2, 0-5 і 0-10 мм з ціною поділки відповідно 2, 5 і 10 мкм.

Мікрометричний нутромір призначений для вимірювання відстаней між площинами конструкцій, внутрішніх діаметрів кілець, муфт, трубопроводів і т. п. Він складається з базової трубки, яка на одному кінці має мікрометричну головку з упорним наконечником, а на другому – тільки упорний наконечник. Відстань між наконечниками вимірюють по шкалах базової трубки і барабана мікрометра. Для зміни відстані між наконечниками використовується набір вставних стрижнів.

У практиці монтажних робіт використовуються нутроміри для вимірювань у межах від 50 до 4 000 мм і більше. Існують також нутроміри з індикатором. Великі нутроміри забезпечені двома вимірними головками – простою мікрометричною та індикаторною. Похибка вимірювання нутромірами становить 0,01-0,1 мм залежно від їх розміру та умов застосування. Велике значення має чистота поверхні, розміщення нутроміра під прямим кутом до площини або осі отвору конструкції, прогин нутроміра та його температура.

6.7.2. Вивірення прямолінійності

Залежно від умов виробництва контроль прямолінійності й співвісності здійснюють при виготовленні, збиранні та монтажі багатьох промислових установок (компресорів, насосів, реакторів, турбін, технологічних трубопроводів тощо). Вивірення звичайно проводять струнними і оптичними способами. Перший спосіб використовується в основному на відстані 5-10 м, а оптичний — до 50 м і більше.

У практиці вивірення найбільшого поширення набули струнний, струнно-оптичний, оптичної мікрометрії, індикаторний, колімаційний, автоколімаційний, авторефлексійний та інтерференційний способи, включаючи і лазерні. Робочий створ може бути співвісним з конструкцією, яка вивіряється, або паралельним їй.

Створ – це площина, у якій розташована пряма лінія, задана двома опорними пунктами, що фіксують основні чи зміщені (монтажні) осі споруди або технологічного обладнання. Площина створу може займати в просторі різне положення – горизонтальне, похиле, вертикальне. У практиці геодезичних вимірів найчастіше використовують створ у вертикальній площині, наприклад, для вивірення прямолінійності горизонтальних або похилих конструкцій та напрямних. При цьому визначається одна з координат – нестворність або довжина перпендикуляра, опущеного з контрольованої проміжної точки об'єкта на площину заданого створу. Якщо точка зміщена праворуч від площини створу, то відхиленню q (нестворності) надають знак “плюс”, а якщо ліворуч, то “мінус”.

Нестворність точки щодо двох референтних площин (горизонтальної та вертикальної або похилої та вертикальної) називають неспіввісністю або відхиленням від співвісності. Звичайно неспіввісність вимірюється двома координатами – відхиленням q_y у похилій (в окремому випадку – в горизонтальній) і відхиленням q_z у вертикальній площинах. Додатному відхиленню q_z відповідає точка, розташована вище від референтної площини, а від'ємному, – коли ця точка розташована нижче від зазначеної площини. Процес вивірення прямолінійності є частковим випадком вивірення співвісності.

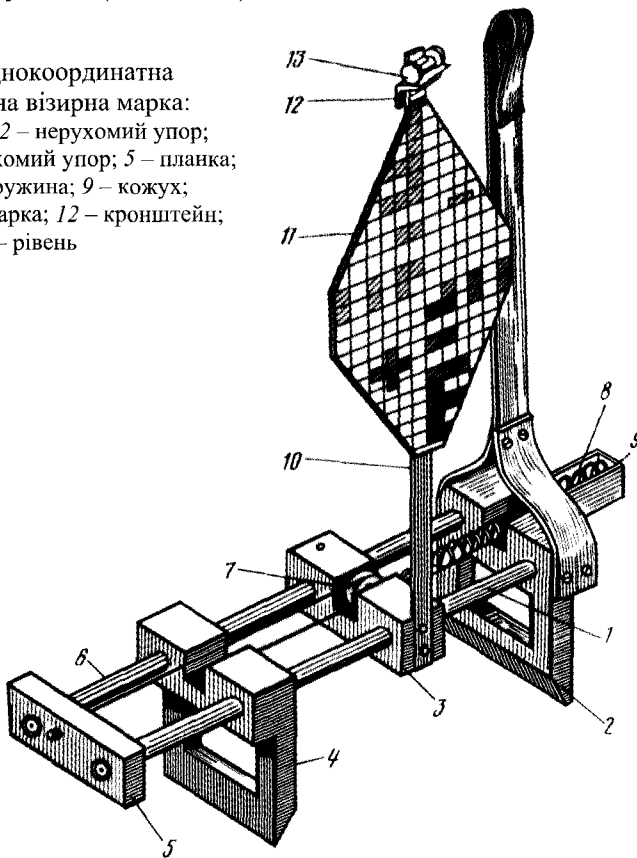
Розрізняють два способи побудови створу – прямий і непрямий. Прямий спосіб побудови (задання) створу здійснюють струнним, струнно-оптичним, оптичним і механічним способами. Для вивірення прямолінійності напрямних промислового обладнання (монорейок, підкранових колій машин і кранів) використовують спеціальні осьові марки, що встановлюються на осі головки рейки. Одну з таких марок – однокоординатну симетрувальну марку – розроблено у КНУБА (рис. 6.6). Марка складається з напрямних 1, 6, скріплених з одного боку планкою 5, а з іншого – нерухомим упором 2. По напрямних переміщуються рухливий упор 4 і каретка 3. На каретці встановлено блок 7 з перекиненою через нього струною, прикріпленою одним кінцем до планки 5, а другим – до рухливого упора. Каретка притягується пружиною 8 до нерухомого упора 2. Другий кінець пружини прикріплено до кожуха 9. На осі каретки укріплено стояк 10 із кронштейном 12 і рівнем 13, по якому переміщується вимірювальна марка – мішень 11. У процесі вивірення прямолінійності марка устанавлюється на головці рейки, охоплюючи упорами її головку, а каретка автоматично встановлюється на його осі. Відстань від головки рейки до центра марки фіксована, тому при встановленні нівеліра або лазерного візира по марці можна визначати і висотне положення рейок. За експериментальними даними, похибка фіксації положення осі рейки і його висоти становить 0,1-0,3 мм.

Для вимірювання відстаней між осями рейок за допомогою металевої або лазерної рулетки, наприклад, при вивіренні паралельності рейок, у нижній частині стояка 10 на осі марки кріпиться шкала з відліковим індексом.

Прямолінійність можна визначати як у процесі монтажу, так і в період експлуатації обладнання. У першому випадку контроль здійснюється безпосередньо під час монтажу, чим забезпечується задана точність устанавлення конструкцій, або в процесі їх налагодження після попереднього монтажу без належного геодезичного контролю. В останньому випадку і в процесі експлуатації обладнання

вдаються до інвентаризаційного знімання обладнання, за результатами якого визначають зміщення характерних точок (вузлів кріплення конструкцій) для їх вирівнювання і приведення в проектне положення. Для визначення вирівняного положення напрямних опрацювання вимірів ведуть методом найменших квадратів або математичного програмування (див. гл. 13).

Рис. 6.6. Однокоординатна симетрувальна візирна марка:
 1, 6 – напрямні; 2 – нерухомий упор;
 3 – каретка; 4 – рухомий упор; 5 – планка;
 7 – блок; 8 – пружина; 9 – кожух;
 10 – стояк; 11 – марка; 12 – кронштейн;
 13 – рівень



Струнний спосіб. Для вивіряння прямолінійності між точками закріпленої монтажної осі натягують калібровану струну діаметром 0,3-0,5 мм і приймають її за монтажну вісь. Проміжні точки струнного створу отримують за допомогою виска, підвішеного на струні. Основними джерелами похибок методу є: коливання струни під впливом коливань виска і конвекційних течій повітря, знесення і фіксація точки на робочий горизонт. Похибка методу в закритих приміщеннях при довжині створу до 50 м становить 1-2 мм.

Якщо струна підвішена високо в паралельній площині, віднесений від осі конструкції на незначну відстань (0,3-0,5 м), то користуються консольною лінійкою, яка з'єднана з конструкцією за допомогою спеціального зажиму. У випадку розміщення струни в паралельній площині на рівні конструкції відстань між ними вимірюють нутромір з мікрометричною голівкою або індикатором. При високій точності знесення точок на робочий горизонт та вимірюванні відстаней від конструкції до зміщеної струни похибка методу залежить головним чином від стану струни.

За відсутності бокових рухів повітря в цеху на створах завдовжки 30-50 м похибка методу становить 0,1-0,2 мм, а при помірних коливаннях струни – 0,3-0,5 мм.

У зв'язку з прогином струни в практиці створних вимірів, зокрема при вивченні деформації видовжених напрямних, одержав поширення **спосіб плаваючої струни**, в якому струна підтримується в проміжних точках на поплавцях, розміщених у ванночках. На зовнішній стороні ванночки закріплена лінійка з міліметровими поділками, до якої прилягає показчик-індекс, з'єднаний зі струною. Похибка відліку по шкалі – 0,1 мм. Ванночки заповнюються рідиною (вода, трансформаторна олива) так, щоб струна не торкалася її стінок. Для виведення рівня рідини ванночок на один горизонт місця їхнього встановлення нівелюють з похибкою 5-10 мм. Після остаточного встановлення ванночок їх прикріплюють (приварюють) до підстави. Струну натягують вантажем масою в три рази менше її розривного зусилля. Практика переконує, що при відсутності вітру і вібрації поплавців похибка визначення нестворності цим способом становить 0,2-0,3 мм.

Для вимірювання горизонтальних зсувів гребель ГЕС використовують систему обладнання струнного створу (рис. 6.7). Струну 1 пропускають через отвори в кінцевих пунктах створу *A* і *B*. Один її кінець жорстко фіксують у стіні, а інший прикріплюють до натяжного пристрою 2 з барабаном 3 для намотування і вантажем 4 для натягу струни. У проміжку між поплавцями 5 і 7 підвішують додатковий вантаж 6, який забезпечує необхідне положення струни на ділянці *A*-6 і 6-*B*. Регулювання системи здійснюється обертанням барабана натяжного пристрою.

Недолік струнного способу – складність його використання в тісних місцях.

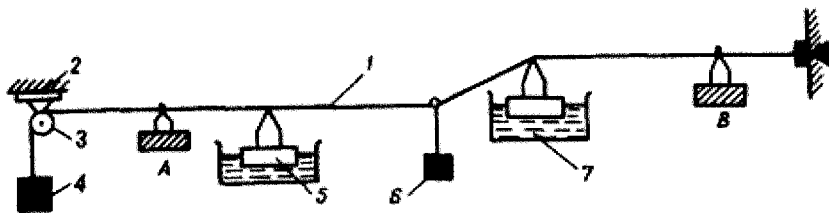


Рис. 6.7. Обладнання струнного створу

При **струнно-оптичному способі** через великий вплив вітрового навантаження, що змушує працювати у закритих приміщеннях, використовується струна, що задає напрям створу, і зенітний ПВП, який встановлюється на спеціальній підставці. Підставка забезпечена вузлом її закріплення на конструкції, що вивіряється, та контактною площиною, яка збігається з віссю обертання ПВП.

У **способі оптичної мікрометрії** зміщення точки зі створу вимірюють оптичним мікрометром, що складається з плоскопаралельної пластинки і механізму її нахилу та виготовленим як оправа на об'єктивну частину зорової труби [94]. Діапазон вимірюваних мікрометром зміщень переважно не перевищує 5-10 мм, тому що розширення діапазону пов'язано з необхідністю збільшення товщини плоскопаралельної пластинки, габариту і маси мікрометра. Завдяки простоті конструкції насадки і високій точності вимірювання зміщень цей спосіб набув широкого застосування у практиці вивіряння прямолінійності та співвісності технологічного устаткування і ліг в основу роботи різних приладів, призначених для цих робіт.

Дослідженнями встановлено, що у діапазоні від 10 до 150 м скп вимірювання нестворності теодолітом з оптичним мікрометром становить (без врахування похибок центрування приладів): $m_q = 0,02 + 0,0036S$ (у міліметрах), де S – довжина візирного променя у метрах.

Індикаторний спосіб для вимірювання прямолінійності напрямних за допомогою видозміненого мікронівеліра запропонував Ю. М. Фролов [130]. Конструктивно від мікронівеліра (див. гл. 4) цей прилад відрізняється тим, що нерухомі опори розміщені на кінцях рами, а підпружинений індикатор – посередині між ними. У ході вимірювань прямолінійності у вертикальній площині прилад встановлюють опорами на напрямну, і підпружинений наконечник індикатора зміщується з лінії опор (хорди) вгору або вниз залежно від того, нижче чи вище від цієї лінії розташована середня контрольна точка. Якщо ця точка розташована на хорді, то відлік по шкалі індикатора дорівнює нулеві – місцю нуля (MO) шкали. Цю умову в приладі контролюють вимірюванням відхилень точки від хорди у прямому та зворотному напрямках з відліками по шкалі a_1 і a_2 , так що

$$MO = (a_1 + a_2) / 2.$$

Якщо $MO \neq 0$, то правильні відліки обчислюють за формулою

$$a_i = a_{1i} - MO = MO - a_{2i}.$$

Прямолінійність вимірюють кроковим методом, тобто при послідовному переставлянні приладу опорами на контрольні точки. Схему організації вимірів наведено на рис. 6.8. Спочатку прилад встановлюють опорами на точки 0 і 2, вимірюючи відхилення a_1 точки 1 від хорди вниз (від'ємне). Потім, встановивши прилад на точки 1 і 3, вимірюють додатне відхилення a_2 і т. д. до кінця напрямної або її секції. Для напрямної з n контрольних точок отримують $n - 1$ відхилень від хорд. Зауважимо, що такі вимірювання прямолінійності можна виконувати як у вертикальній, так і в горизонтальній площинах, притуляючи прилад збоку до ребра конструкції.

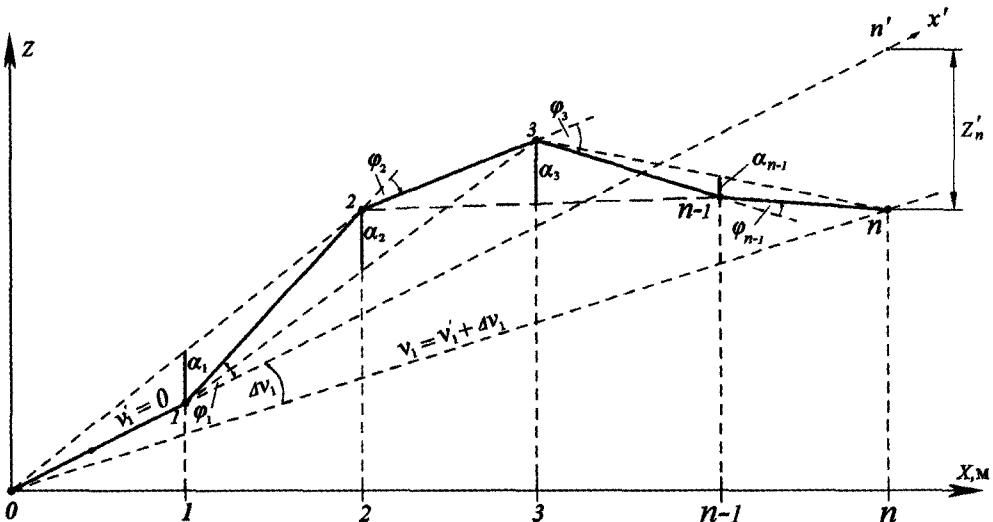


Рис. 6.8. Індикаторний спосіб контролю прямолінійності напрямної за відхиленням від хорди

Опрацювання результатів вимірювання прямолінійності у вертикальній площині полягає в тому, що за вимірними висотами a_i в кожному елементарному трикутнику визначається кут повороту в радіанній мірі $\varphi_i = 2a_i / l$, де l – відстань між контрольними точками ($i = 1, 2, \dots, n-1$). Потім за цими кутами при умовно заданому куті нахилу $\nu_1 = 0^\circ$ лінії $0-1$ визначаються кути нахилу $\nu_{i,i+1}$ кожної сторони трикутника, тобто сторін $1-2$, $2-3$ і т. д., а потім і умовні позначки Z'_i контрольних точок відносно точки 0 , взятої за вихідну. Але, враховуючи те, що відстані між точками однакові (за довжиною бази приладу), обчислення умовних позначок спрощується, а саме:

$$\begin{aligned} Z'_0 &= Z'_1 = 0; \quad Z'_2 = Z'_1 - 2a_1; \quad Z'_3 = Z'_2 - 2(a_1 + a_2); \dots; \\ Z'_i &= Z'_{i-1} - 2(a_1 + a_2 + \dots + a_{i-1}); \\ Z'_n &= Z'_{n-1} - 2(a_1 + a_2 + \dots + a_{n-1}) = -2[(n-1)a_1 + (n-2)a_2 + \dots + 2a_{n-2} + a_{n-1}]. \end{aligned} \quad (6.7)$$

Оскільки напрям $0-n'$ збігається з напрямом $0-1$, то $Z'_n = 0$ і тому для приведення лінії $0-n'$ в положення $0-n$, як кінця напрямної, визначається поправка $\Delta\nu_1 = -Z'_n / nl$, що дозволяє визначити поправки δ_i ($i = 1, 2, \dots, n$) в умовні позначки Z'_i за формулою

$$Z_i = Z'_i + \delta_i; \quad \delta_i = -\frac{Z'_n}{n} i; \quad i = 1, 2, \dots, n. \quad (6.8)$$

Згідно з формулою (6.7), похибка позначки середньої точки напрямної і максимальна похибка (нев'язка) позначки в кінці напрямної або її секції як характеристики непрямолінійності відповідно будуть:

$$m_{Z_{n/2}} = m_a \sqrt{2n/3}; \quad f_{Z_n} = 4m_a \sqrt{n/3}.$$

Якщо похибка $m_a = 0,02$ мм, то при $L = 10$ і $l = 1$ м ($n = 10$) похибка відхилення від прямої в середині напрямної сягне $0,05$ мм, а при довжині напрямної 50 м вона становитиме $0,12$ мм. Очевидно, що для зменшення такої похибки доцільно довгі напрямні ділити на секції, визначаючи позначки кінцевих точок секцій прецизійним нівелюванням. Похибка горизонтальності лінії візування нівеліра DINI 010 становить близько $0,4''$, тому при довжині секції 30 м при 4 -х горизонтах приладу похибка перевищення секції може становити $15 \cdot 0,4 \cdot \sqrt{2} / 206,3 = 0,04$ мм, що забезпечить надійний контроль вивірювання прямолінійності секції, оскільки скп в середині індикаторного ходу сягне $0,02 \sqrt{20} = 0,09$ мм.

У табл. 6.4 розглядається приклад опрацювання результатів вивірювання напрямної з шістьма контрольними точками $0-5$. Відстань між точками 1000 мм. У третьому стовпчику таблиці обчислено величини, які полегшують визначення умовних позначок

Z'_i відносно лінії $0-1$ (4-й стовпчик). Оскільки $Z'_n = -2 \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^i a_j = -1,44$ мм, то за формулою (6.8) визначаються поправки δ_i . При цьому в кут нахилу лінії $0-1$ вводиться

поправка $\Delta v_1 = \arctg(Z'_n / nl) = -59,4''$. Тому лінія 0-5 остаточно отримує кут нахилу $59,4''$. Виправлені позначки приведені до лінії, яка з'єднує кінці напрямної.

Таблиця 6.4

Вивіряння прямолінійності напрямної індикаторним способом

Номер контрольної точки	Виміряні висоти трикутників a_i , мм	$-2 \sum_1^i a_i$, мм	Умовні позначки контрольних точок Z'_i , мм	Поправки δ_i , мм	Виправлені висоти контрольних точок Z_i , мм
Сума	0,70	-1,44	-	-	-
5	0,00	-1,40	-1,44	1,44	0,00
4	-0,63	-2,66	-0,04	1,15	1,11
3	1,62	0,58	2,62	0,86	3,48
2	0,73	2,04	2,04	0,58	2,62
1	-1,02	0,00	0,00	0,29	0,29
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Перевага цього способу вивіряння прямолінійності – відсутність у приладі точного рівня, хоча формально замість індикатора можна використати точний електронний рівень ($\tau = 0,5''$), але такий прилад можна застосовувати тільки для вивіряння у вертикальній площині.

Колімаційний спосіб є одним з високоточних методів контролю прямолінійності наддовгих напрямних. Для вимірювання використовуються зорієнтовані між собою коліматор і зорова труба з окулярним мікрометром (рис. 6.9). У фокальній площині коліматора розміщена підсвічена штрихова сітка, зображення якої розташовується у фокальній площині зорової труби. При співвісному розміщенні коліматора і зорової труби нитки їх сіток збігаються. Якщо осі коліматора і зорової труби відхилені на кут φ , то пропорційно цьому куту зміщується зображення сітки коліматора у фокальній площині зорової труби, що забезпечує вимірювання кута повороту за допомогою окулярного мікрометра.

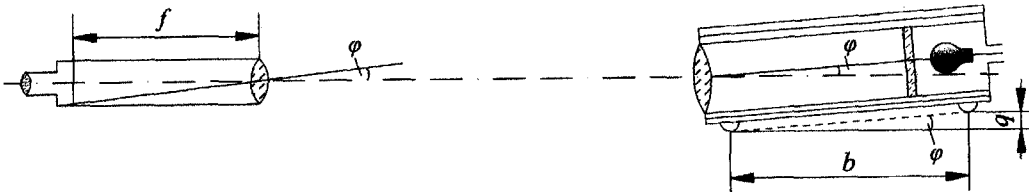


Рис. 6.9. Колімаційний спосіб вивіряння прямолінійності напрямних

Для виконання вимірювань зорову трубу встановлюють нерухомо в початковому пункті, а коліматор розміщують на візку, який пересувають по напрямній при забезпеченні його контакту з її боковими гранями. При відомій відстані – базі b – між створними опорами візка відхилення у напрямної від створу визначають за формулою $y = b\varphi / \rho$.

У вихідних пунктах створу коліматор і зорова труба взаємно орієнтуються так, що кут $\varphi = 0^\circ$. Потім послідовно кроковим методом візок переміщують по напрямній, вимірюючи кожен раз кут повороту φ_i . Тоді сумарне відхилення напрямної від створу в k -й проміжній точці буде:

$$Y_k = \sum_{i=1}^k y_i = -\frac{b}{\rho} \sum_{i=1}^k \varphi_i. \quad (6.9)$$

Точність вивіряння залежить від трьох основних похибок процесу: вимірювання кута повороту, контакту бази візка з боковими поверхнями напрямної та впливу рефракції. Якщо вплив останніх двох похибок можна ослабити і довести до 0,01 мм, то похибка вимірювання кута значною мірою залежить од відстані між коліматором і зоровою трубою. За дослідженнями [131], похибки m_φ вдень і вночі становлять відповідно (в секундах):

$$m_\varphi = 0,60 + 0,18L; \quad m_\varphi = 0,53 + 0,02L,$$

де L – відстань між коліматором і зоровою трубою в метрах.

Похибка виміряного відхилення k -ї точки від створу визначається за формулою

$$m_{Y_k} = b/\rho \sqrt{m_{\varphi_1}^2 + m_{\varphi_2}^2 + \dots + m_{\varphi_k}^2}.$$

Для підвищення точності вимірювання виконують у прямому та зворотному напрямках, що дозволяє зменшити похибку визначення середньої точки на $\sqrt{2}$.

Коліматором зазвичай служить труба з великою фокусною відстанню і діаметром об'єктива (близько 1600 і 120 мм відповідно) та лампочкою для підсвічування сітки ниток. При базі 2 м і відстані до точки 400 м похибка сумарного відхилення не перевищує 0,2-0,3 мм.

Автоколімаційний спосіб відрізняється від колімаційного тим, що замість коліматора на візку розміщують плоске оптичне дзеркало і використовують зорову трубу з автоколімаційним окуляром, в якому сітка ниток підсвічується через куб-призму або напівпрозоре дзеркало. Якщо візирна вісь труби і нормаль до плоского дзеркала розташовані в одній вертикальній площині, то зображення сітки труби після відбиття його від дзеркала та повернення у фокальну площину окуляра збігатиметься з власною сіткою ниток. При відхиленні дзеркала від нормалі на кут φ відбите зображення сітки зміщується на величину, пропорційну куту 2φ , який можна виміряти методом повороту аліади автоколімаційного теодоліта до суміщення зображення сіток, що відповідає розміщенню візирної осі труби перпендикулярно до площини дзеркала або наведенню труби на ціль.

Непрямолінійність або неспіввісність також вимірюється кроковим методом. Нестворність обчислюють за формулою (6.9), приймаючи половину виміряного теодолітом кута. Слід відзначити, що автоколімаційний метод дозволяє удвічі порівняно з колімаційним підвищити точність кутових вимірювань. Для орієнтування дзеркала відносно візирної осі теодоліта підставка дзеркала забезпечена мікрометричними гвинтами повороту і нахилу.

Для автоколімації променів, що сходяться, використовують автоколімаційні марки у вигляді прямокутної призми (дієдра) для вимірювання відхилень в одній площині й у вигляді трипелъпризми (трієдра) — для вимірювання відхилень у двох площинах. Особливою ознакою автоколімації променів, що сходяться, є постійність зображення лінійного інтервалу неспіввісної марки-сітки незалежно од відстані, що дозволяє застосовувати коінцидентний метод наведення на ціль. Похибка вимірювання кута сучасними автоколіматорами становить 1-2".

Автоколіматор CM2 фірми "Sokkia" (рис. 6.10) обладнано телескопом з окулярним мікрометром та циліндричним рівнем, які разом розміщено в лагерах з можливістю обертання на 90° для вимірювань у горизонтальній та вертикальній площинах. Довжина труби 325 мм, апертура об'єктива 60 мм, збільшення 42×, фокусна відстань 600 мм, ціна поділки рівня 30". На окулярну частину труби встановлюється дзеркальний рефлектор для підсвічування.

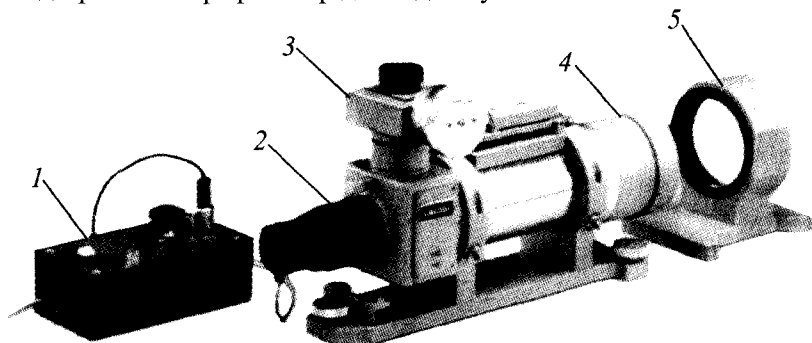
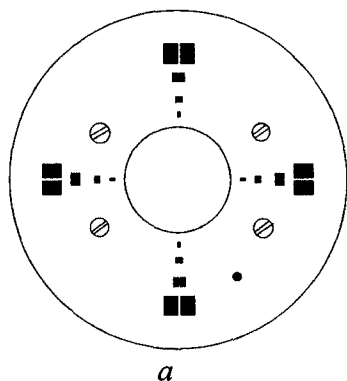


Рис. 6.10. Автоколіматор CM-2 Sokkia:

1 – блок живлення; 2 – освітлювач; 3 – окулярний мікрометр; 4 – об'єктив; 5 – автоколімаційне дзеркало

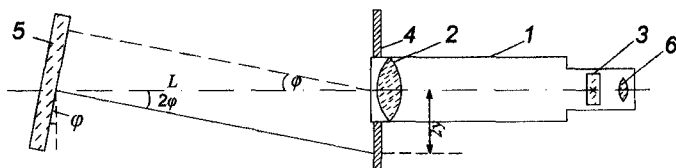
Авторефлексійний спосіб заснований на віддзеркаленні плоским дзеркалом напряму пучка променів на подвійний кут повороту самого дзеркала. Від автоколімаційного він відрізняється тим, що в дзеркалі спостерігається зображення не сітки зорової труби, а зображення спеціальної візирної марки, що розміщується на оправі об'єктива труби перпендикулярно до її осі (рис. 6.11). Якщо дзеркало перпендикулярне до візирної осі труби, то сітка ниток і відповідні лінії зображення



a

Рис. 6.11. Вимірювання авторефлексійним способом:

a – авторефлексійна марка; *б* – схема вимірювання;
1 – корпус зорової труби; 2 – об'єктив; 3 – сітка ниток;
4 – авторефлексійна марка; 5 – дзеркало; 6 – окуляр



б

марки збігаються. Якщо ж дзеркало повернене на кут φ , то центр сітки ниток зміщується від центра зображення марки на відстань

$$y = Ltg2\varphi,$$

де L – відстань від рефлексійної марки до дзеркала. Величину y можна або вилучити поворотом труби теодоліта на кут φ до суміщення зображення центра марки з центром сітки ниток та обчислити її за вказаною вище формулою (1-й спосіб) або виміряти значення $2y$ на шкалі рефлексійної марки (2-й спосіб). Перший спосіб використовують для контролю співвідношення точними теодолітами, що дозволяє підвищити точність наведення на ціль і, отже, точність вимірювання кутів.

Другий спосіб ґрунтується на принципі роботи приладу перевірки співвідношення (ППС-11, ППС-12) із трубою прямого зображення, перед об'єктивом якої кріпиться рефлексійна марка – прозора скляна пластинка з поділками шкали. Між об'єктивом і маркою розміщено пластинку двостороннього оптичного мікрометра (як у нівелірі), яка може обертатися навколо двох взаємно перпендикулярних осей для вимірювання відхилень y і z від осі в горизонтальній та вертикальній площинах. Діапазон роботи мікрометра ± 1 мм з ціною поділки шкали 0,02 мм. Шкала головки мікрометра з оцифруванням у діапазоні від 0 до +1 мм – червона, а від 0 до -1 мм – чорна, що зручно при вимірюванні відхилень. Підсвічування шкали марки здійснюється окуляром автоколімації.

Похибка вимірювання відхилень такими приладами становить 0,02 і 0,10 мм відповідно на відстанях до 10 і 30 м.

Інтерференційний спосіб заснований на інтерференційному досліді (принципі) Юнга з дифракцією світла від двох щілин. На кінцях створу (рис. 6.12) розміщують джерело світла з однощілинною діафрагмою A_1 і приймач світла з сіткою ниток L , яку видно в окулярі труби. Якщо у проміжному пункті створу встановити двощілинну діафрагму A_2 , то паралельний пучок світла, пройшовши однощілинну діафрагму A_1 та щілини a_1 і a_2 діафрагми A_2 , розділяється на два пучки з дифракційним заломленням у зоні геометричної тіні й перекриттям між собою. В результаті взаємодії променів виникає інтерференційна картина, яку спостерігач бачить на сітці L приймача. При монохроматичному світлі утворюється одноколірна картина з паралельних смуг, розділених вузькими темними проміжками. Центральна смуга найяскравіша, за зміщенням якої відносно сітки (бісектора) приймача визначають відхилення двощілинної діафрагми від створу:

$$y = \frac{S_1 S_2 \lambda N}{(S_1 + S_2) b},$$

де S_1, S_2 – віддаленість контрольованої точки відповідно від початку та кінця створу; b – відстань між щілинами робочої діафрагми; λ – довжина світлової хвилі; N – кількість цілих світлих смуг зміщення інтерференційної картини.

Ширину щілин визначають за формулами

$$a_1 \leq \frac{S_1 \lambda}{2b}; \quad a_2 \leq \frac{S_2 \lambda}{2b}.$$

Похибка вимірювання відхилень від створу цим способом визначається з виразу

$$\frac{m_y}{y} = \sqrt{\left(\frac{m_\lambda}{\lambda}\right)^2 + \left(\frac{m_b}{b}\right)^2} \approx \frac{m_\lambda}{\lambda},$$

в якому переважає похибка довжини хвилі світла (похибка $m_\lambda/\lambda = 1/10$). Якщо ж відстань b між осями щілин переносної діафрагмальної марки взяти 10 мм, то для $S = 25$ м ширина щілини $a = 0,72$ мм, а похибка $m_b/b < 1/100$.

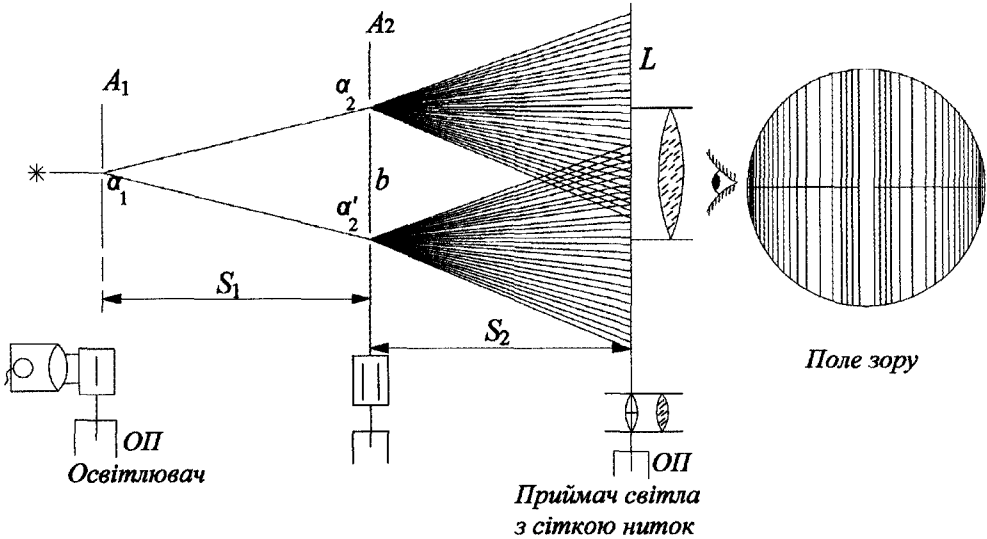


Рис. 6.12. Спосіб інтерференції

У сучасній практиці використовуються два способи вимірювань інтерферометром. Перший полягає в тому, що робоча діафрагма влаштовується у формі рухомої марки з індикатором. За вказівкою спостерігача, який розглядає інтерференційну картину, рухому марку переміщують мікрометричним гвинтом доти, поки центральна смуга картини не з'єднається з лінією сітки приймального пристрою. У цьому положенні за шкалою індикатора беруть відлік. Зазвичай виконують серію спостережень при різних положеннях марки, освітлювача і приймача. При довжині створу 100 м похибка вимірювання відхилень становить 0,02 мм [57].

Другий спосіб передбачає фіксацію смуг інтерференційної картини фотоелектронним перетворювачем, що дозволяє автоматизувати процес і підвищити точність вимірювань. Такі прилади отримали назву інтерферометрів. У них джерелом світла є лазери, що сприяє збільшенню радіуса дії і точності вимірювання нестворності.

6.7.3. Вивіряння співвісності

Співвісність – це прямолінійне розміщення конструкцій стосовно створу в двох площинах, наприклад, ординат і аплікат. Тому для вивіряння співвісності можуть застосовуватися описані вище способи контролю прямолінійності.

Схему застосування **струнного способу** вивірення співвісності показано на рис. 6.13. У циліндричний або конічний отвір конструкції протягують струну 1, перекидають її через два блоки і натягують важками. Регулюючи положення блоків у плані й по висоті, домагаються співвісного розміщення струни відносно базового отвору. Для забезпечення еквідистантності струни відносно конструкції базового отвору застосовують нутромір 2. Для підвищення точності виміру відстані контакт між упором і струною фіксують не візуально, а електрично (за звуковим сигналом або дзвоником генератора). Схема підключення генератора включає: батарею 4, сигнальну лампочку 5, звуковий генератор (дзвоник) 6. Іноді звуковий генератор доповнюють навушниками. У практиці похибка струнного способу становить 0,03-0,05 мм.

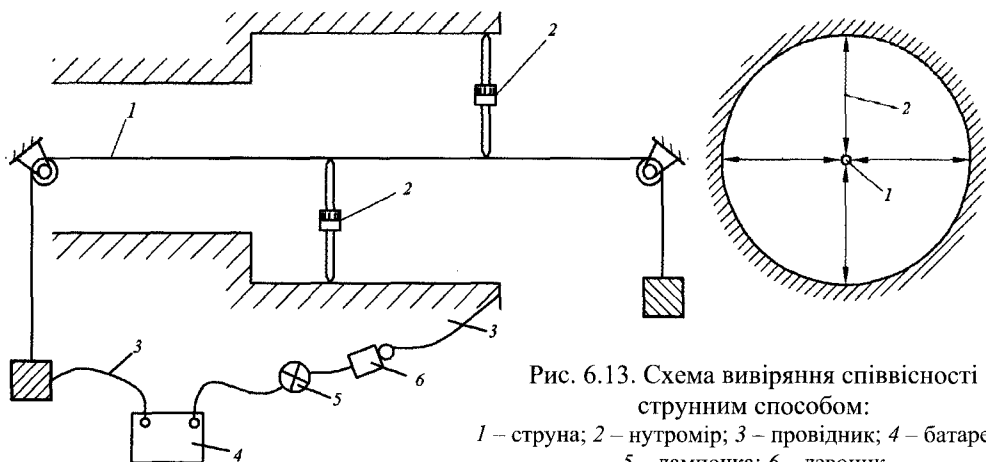


Рис. 6.13. Схема вивірення співвісності струнним способом:

1 – струна; 2 – нутромір; 3 – провідник; 4 – батарейка; 5 – лампочка; 6 – дзвоник

В **оптичних методах** вивірення співвісності найпрогресивнішими є способи оптичної аліїметрії та авторефлексії, які застосовуються в приладі перевірки співвісності ППС-11, точному оптичному аліїметрі FF 01 та в інших. При цьому використовується зорова труба теодоліта, ППС-11 або автоколіматор і центрована візирна марка (центрошукач), яку спочатку для орієнтування приладу розташовують у базових, а потім у контрольних отворах (розточеннях).

У **мікротелескоп ППС-11** (рис. 6.14) входять такі блоки: зорова труба, прецизійний рівень, нівелірна підставка і рама для кріплення зорової труби в отворах обладнання. На захисне скло 1 нанесено прозору підсвічувану шкалову марку – авторефлектор. За нею розміщені плоскопаралельна пластинка 2 оптичного мікрометра, що обертається навколо горизонтальної та вертикальної осей, об'єктив 3, фокусувальна лінза 4 і сітка ниток 5, що розглядається мікроскопом 6. При зміні окулярів мікроскопа труба може мати збільшення 30 і 45×.

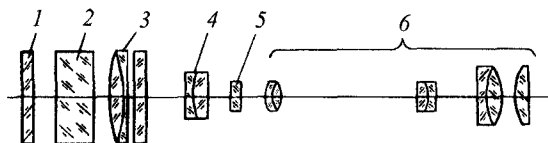


Рис. 6.14. Оптична схема труби мікротелескопа:

1 – захисне скло; 2 – плоскопаралельна пластинка мікрометра; 3 – об'єктив; 4 – фокусувальна лінза; 5 – сітка ниток; 6 – мікроскоп

Крім вимірювання відхилень від створу із застосуванням мікрометра, трубою ППС-11 можна вимірювати неспіввісність (нестворність) за принципом авторефлексії. При цьому на об'єкті (розточенні підшипника) встановлюється дзеркальна марка, розташована своєю площиною нормально до осі розточення. Якщо авторефлексійну марку зорової труби підсвітити, наприклад, автоколімаційним окуляром, то її зображення, відбите дзеркальною маркою в розточенні, потрапить на сітку ниток або суміститься з нитками сітки (коли дзеркало розміщено нормально до лінії візування зображення об'єкта), або зміститься відносно ліній сітки (коли дзеркало повернуто на кут φ). Для приведення зображення осевої марки на лінію візування труби по горизонталі і вертикалі використовується оптичний мікрометр. Нахилиючи його плоскопаралельну пластинку в горизонтальній і вертикальній площинах до з'єднання зображень ліній сітки 5 труби з поділками (прорізами) візирної марки, вимірюють по шкалі рефлексійної марки лінійні зміщення Δ її центра з ниток сітки (горизонтальне Δ_y і вертикальне Δ_z). Відповідний кут φ викривлення осі розточення відносно заданого приладом двостороннього створу обчислюють за формулою

$$\varphi = \arctg \Delta / 2L,$$

де L – відстань від приладу до дзеркальної марки. У практиці вивіряння співвісності валів теплоенергетичного устаткування використовують переважно оптичний мікрометр.

Конструктивно зорова труба ППС має окуляр 1, барабани 2 і 3(7) мікрометрів, корпус 4 (рис. 6.15, а), що забезпечують фокусування зображення марки 5, зміщення лінії візування плоскопаралельною пластинкою по горизонталі та вертикалі на сітку ниток труби.

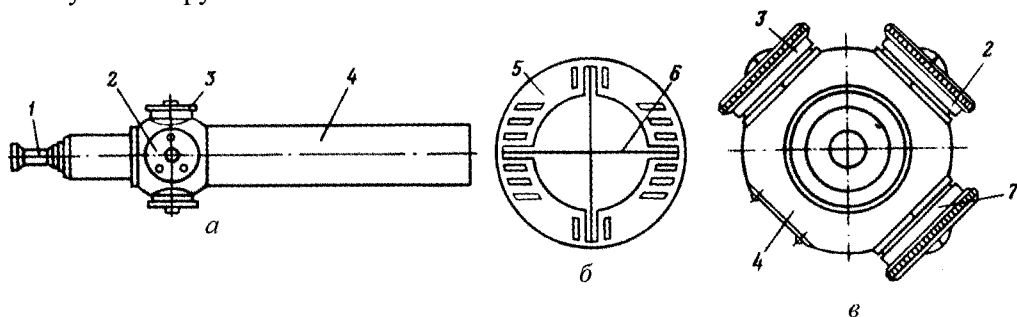


Рис. 6.15. Конструкція труби мікротелескопа:

а – зорова труба; б – поле зору; в – положення барабанів мікрометрів

Величину зміщення марки відраховують по шкалах барабанів за допомогою відлікового індексу. Шкали обох мікрометрів пофарбовані в два кольори: половина червона, а половина чорна, що відповідає додатному і від'ємному значенням зміщень (додатний зсув спрямований вправо і нагору, а від'ємний – вліво і вниз). Величина вимірюваного мікрометром відхилення сягає ± 1 мм, похибка відліку – 0,002 мм.

Нівелірна підставка оснащена лагерами для встановлення зорової труби, затискним, навідним і трьома піднімальними гвинтами (рис. 6.16). За допомогою підставки прилад можна встановлювати на фундаменті або на спеціальному кронштейні. В окремих випадках, наприклад, при вивірянні співвісності розточень турбіни, використовується спеціальна рама на кронштейні, що закріплюється із

зоровою трубою на різних циліндра турбіни. Закріплений на підставці прецизійний накладний рівень включає корпус, ампулу циліндричного рівня, лімба і мікрометричний гвинт зі шкалами. На шкалі лімба нанесено 20, а на шкалі мікрометричного гвинта – 100 поділок. Кількість обертів лімба відраховує лічильник. При кроці гвинта 1 мм ціна поділки шкали рівня становить 0,01 мм/м.

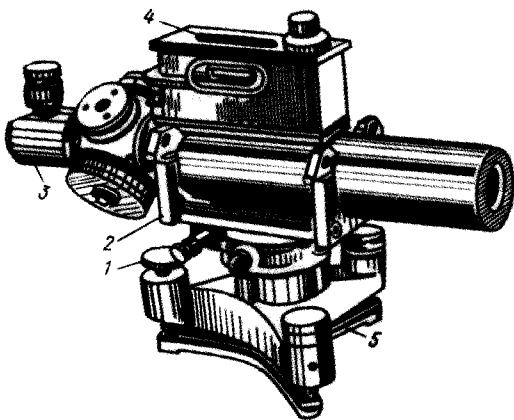


Рис. 6.16. Нівелірна підставка мікротелескопа ППС-11:

1 – регулювальний гвинт; 2 – рама для встановлення зорової труби; 3 – зорова труба; 4 – прецизійний рівень; 5 – триніжок

Похибка m вимірювання відхилення приладом типу ППС дорівнює (у мм):

$$m_p = 0,01 + 0,005L,$$

де L – довжина візування у метрах.

Центрувальні візирні марки роблять циліндричними з підпружиненими кульовими упорами, що контактують зі стінками отвору, і конічними. Їх встановлюють на торцях отвору як заглушки. У центрі торцевої частини таких марок наноситься насічка (отвір) або кругова лінійка, які використовуються і для наведення приладу, і вимірювання неспіввісності. Такі пристосування набули поширення в роботах малої і середньої точності.

При монтажі апертур технологічного обладнання машинобудівного комплексу (компресори, насоси, генератори) використовують *центрошукач* – візирну марку НИИТМАШ (рис. 6.17). Корпус марки b за допомогою чотирьох циліндричних опор 5 з регулювальним гвинтом 4 спирається на внутрішні стінки отвору виробу 3 . У центральній частині корпусу кріпиться кронштейн 1 з ніжкою, яка закінчується рухомим у радіальному напрямку підпружиненим штоком 2 . У центрі марки він має вимірювальну шкалу. При обертанні оправи кронштейна в отворі виробу рухомий шток за допомогою пружини 7 увесь час притискується до стінок. Величина відхилення марки від центра вимірюється штоком за різницею відліків у його двох протилежних положеннях. Для прискорення процесу центрування марку наділяють додатковим штоком, установленим під кутом 90° до першого.

Центрошукач розточний (рис. 6.18) служить для визначення центра перерізу розточки валів турбін і агрегатів. Він складається з корпусу 3 з центральною маркою 4 і трьох телескопічних ніжок 2 , які в процесі вимірювань контактують з внутрішніми стінками циліндра розточки 1 . В корпусі ніжки притискуються пружинами до пересувного конуса, за допомогою якого ніжки можна пересувати на однакову величину до 25 мм. Для точного вимірювання діаметра на корпусі можна розмістити вимірювальну ніжку (нутромір) з індикатором, яка може обертатися в площині перерізу на 360° . За результатами вимірювання радіуса в діаметрально протилежних точках розточки корегують положення марки, загвинчуючи або і вигвинчуючи опорні наконечники ніжок. Точність фіксації центра розточування 0,01–0,05 мм.

Для вхідного контролю відповідального тепломеханічного устаткування (корпус реактора, парогенератор, циркуляційний насос, трубопроводи головного циркуляційного контуру) можна використовувати *автоцентрошукач КНУБА*

(рис. 6.19), який автоматично матеріалізує вісь патрубку або трубопроводу. Центрошукач складається з трьох основних частин: циліндричного корпусу 5, обертового диска 6 і рухомих наконечників 8. Циліндричний корпус у внутрішній частині має порожнисту циліндричну вісь 9, в яку вмонтовано візирну марку 4 з центральним отвором. Робочу частину диска розділено на три сектори з перемінним профілем на торці, а зовнішня сторона циліндричної втулки служить барабаном для пружини

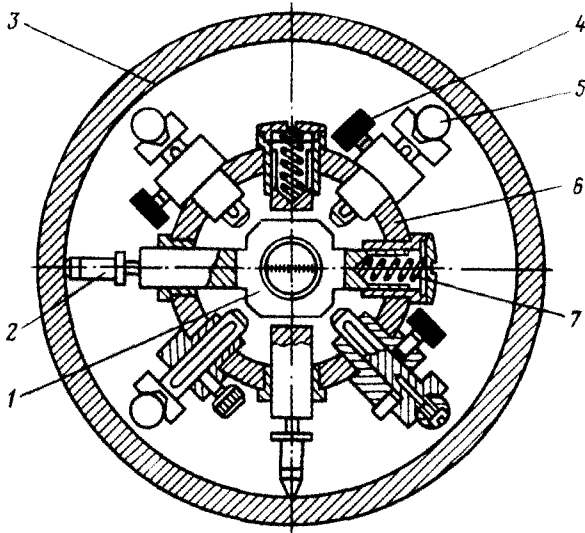


Рис. 6.17. Центрошукач НИИТМАШ:

1 – кронштейн; 2 – шток; 3 – корпус; 4 – регулювальний гвинт; 5 – циліндрична опора; 6 – корпус марки; 7 – пружина

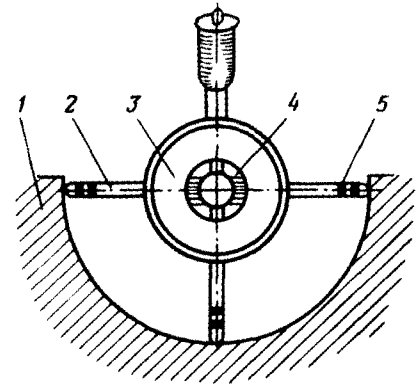


Рис. 6.18. Центрошукач розточний:

1 – розточка; 2 – ніжка; 3 – корпус; 4 – марка; 5 – подовжувач

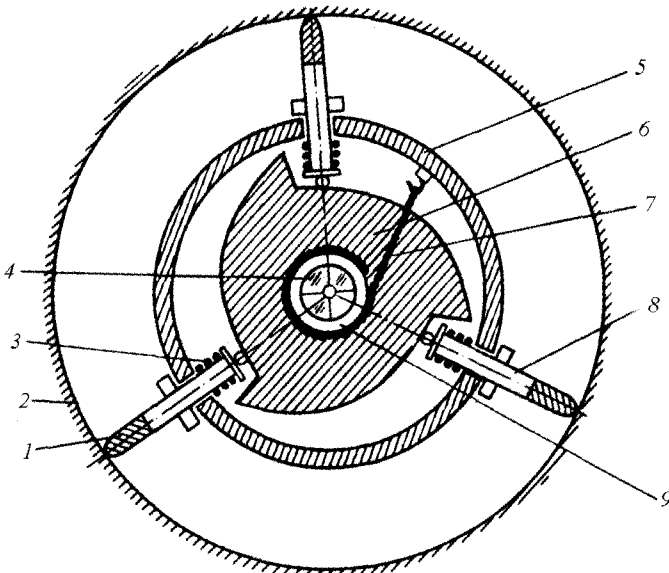


Рис. 6.19. Автоцентрошукач КНУБА:

1 – штанга; 2 – труба; 3 – пружина стискування; 4 – центральна марка; 5 – циліндричний корпус; 6 – обертовий диск; 7 – розтяжна пружина; 8 – рухомий наконечник; 9 – циліндрична вісь обертання диска

розтягування 7, що з'єднує диск із кожухом корпусу. З зовнішнього боку кожуха в корпус входять три висувних наконечники, розташовані один до одного під кутом 120° та оснащені контактними упорами на обох кінцях, причому один з цих кінців перебуває в постійному контакті з торцем обертового диска, а другий обладнаний змінними (телескопічними) штангами 1 з кінцевими упорами, що контактують з вивірною конструкцією 2. Кожен рухомий наконечник, що входить у корпус, забезпечено пружиною стискування 3. У порожнистій циліндричній осі корпусу може розміщуватися візирний пристрій, оптична або лазерна труба, цільова марка 4. Із зовнішнього боку до корпусу прикріплено ручку-тримач.

Робота з автоцентрошукачем полягає в наступному. Підібравши змінні (телескопічні) штанги 1 необхідного розміру (залежно від внутрішнього діаметра конструкції) і закріпивши їх у центрошукачі, вставляють його в отвір конструкції 2. При цьому однією рукою підтримують корпус 5 за ручку, а другою повертають диск 6 за допомогою рукоятки по ходу годинникової стрілки до упору. Завдяки поступовому збільшенню вирізів диска рухомі наконечники 8 зі змінними (телескопічними) штангами 7 за допомогою пружин 3 втягуються усередину корпусу 5 і пристрій вільно вставляється в отвір конструкції 2 так, щоб рухомі наконечники розташовувалися в площині, перпендикулярній до осі конструкції. Потім відпускають рукоятку, а розтяжна пружина 7 повертає обертовий диск проти ходу годинникової стрілки, виштовхуючи штанги 1 до їх контакту зі стінками конструкції 2, чим і припиняється подальший розворот диска. Зусиллям пружини 7 пристрій надійно закріплюється у поперечному перерізі конструкції 2. Симетричність рухомих наконечників 8 і змінного профілю диска 6 відносно осі корпусу 5 забезпечує автоматичне розміщення вимірювального пристрою або цільової марки 4 на осі конструкції 2 циліндричного або конічного перерізу.

В останні роки стали широко застосовувати такі прогресивні способи оптичного вивіряння, як *автоколімації, рефлексії та інтерферометрії, лазерної створометрії* (див. п. 6.7.2).

Одним з методів вивіряння співвісності є непрямий спосіб визначення перекосу валів. Як відомо, вали великих машин з'єднуються між собою за допомогою муфт. Вивіряння співвісності валів поділяється на два етапи (вивіряння нахилу і прямолінійності). Для вивіряння нахилу на суміжних валах вибирають по дві точки, наприклад, A_1, B_1 і A_2, B_2 , вимірюють між ними відстані l_1 та l_2 й нівелюють, визначаючи перевищення h_1 та h_2 . За цими величинами знаходять кути нахилу валів ν_1 і ν_2 та загальний кут ν перекосу муфт:

$$\nu_1 = \arctg(h_1 / l_1); \quad \nu_2 = \arctg(h_2 / l_2); \quad \nu = \nu_2 - \nu_1.$$

Похибку кута перекосу валів визначають з виразу

$$m_\nu = m_h \rho / l,$$

де m_h – похибка вимірювання перевищення; l – відстань між точками.

Аналогічно визначають перекося валів у горизонтальній площині, вимірюючи їх непрямолінійність способом бокового нівелювання.

6.7.4. Вивірення горизонтальності

Негоризонтальність опорних плит, валів тощо визначають за позначками характерних точок конструкцій. Такі точки звичайно вибирають на верху плити, твірній циліндра вала, шийки підшипника і т. д.

У практиці монтажних робіт для вивірення горизонтальності (вертикальності, прямолінійності) використовують контрольну лінійку завдовжки 1-6 м і накладний рівень з ціною поділки 0,05-0,1 мм/м. Лінійку встановлюють тільки на оброблену поверхню.

Форма підставки рівня залежить від форми контрольованої конструкції. Так, для вивірення горизонтальності валів, роликів транспортерів зручний рівень із призмовою підставкою (рис. 6.20).

Рівень із плоскою, особливо з рамною підставкою (рис. 6.21), що має два взаємно перпендикулярних рівні з мікрометричною голівкою, можна використовувати не тільки для вивірення горизонтальності й вертикальності, а й для контролю паралельності й перпендикулярності площин (граней) конструкції.

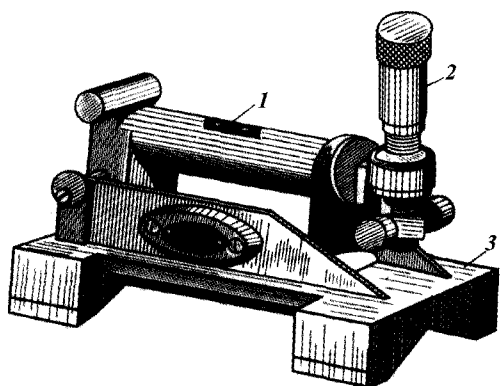


Рис. 6.20. Рівень з призмовою базою:
1 – циліндричний рівень; 2 – гвинт мікрометра;
3 – база

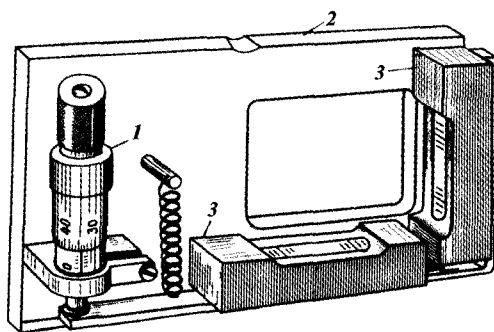


Рис. 6.21. Рівень з рамною базою:
1 – гвинт мікрометра; 2 – база;
3 – рівень

Горизонтальність конструкцій розміром понад 3 м можна ефективно перевіряти за допомогою нівелювання (геометричного і гідростатичного). Для нівелювання недоступних маркованих точок устаткування, особливо в процесі його експлуатації, зручно використовувати широкодіапазонний оптичний мікрометр із Zenit-приладом. Мікрометр складається з пентагонального дзеркала, закріпленого на вертикальній напрямній – зубчастій рейці, з якою у постійному зчепленні перебуває барабан зі шкалою. Один оберт барабана відповідає ціні поділки нівелірної рейки (5 або 10 мм). Кількість обертів барабана фіксує лічильник. У результаті створюється можливість вимірювання величини зміщення візирної лінії нівеліра по висоті в діапазоні до 50-70 мм із точністю 0,01 мм. Таку конструкцію нівеліра запропонував у КНУБА М. І. Тарасенко.

Замість нівеліра можна використовувати електронний тахеометр з двостороннім компенсатором відхилення осі приладів від вертикалі. Приведення візирної осі

за місцем нуля в горизонтальне положення в таких приладах не перевищує 1", що при роботі в радіусі до 20 м дає похибку не більше 0,1 мм.

Точки нівелювання вибирають, як правило, у вузлах з'єднання конструкцій, на опорних частинах, у місцях очікуваного найбільшого прогину (між опорами), у характерних перерізах і т. п. Відстань між точками коливається від 1-2 м на опорних плитах устаткування (реактор, помпа) до 5-10 м на напрямних і підкранових коліях. На опорних кільцях обладнання точки вибирають симетрично на діаметрах (по 4, 8, 12 або 16 точок) на ближній і дальній крайці, на напрямних – симетрично в одному перерізі, ярусі тощо.

Позначки точок визначають зазвичай з однієї станції (від одного горизонту), переважно з недотриманням рівності відстаней до задньої, передньої і проміжної точок. Ця обставина обумовлює жорсткі вимоги до юстування нівеліра (допускається похибка не більше ніж 5-10"), до виконання вимірів на малій висоті приладу з короткими рейками, встановлення рейок шліфованими опорними п'ятами на чисту (шліфовану) поверхню, використання широкодіапазонного мікрометра (10 мм і більше) для забезпечення наведення зорової труби на той самий штрих рейки і т. ін.

Основні похибки нівелювання: m_p – приведення лінії візування в горизонтальне положення; $m_{нав}$ – наведення кутового бісектора на штрих рейки; $m_{\Delta l}$ – нерівності відстаней до рейок (різниця плечей); m_b – відліку по шкалі мікрометра; $m_{вр}$ – неперпендикулярності рейки.

Вплив перших трьох похибок можна розрахувати за формулами

$$m_p = \frac{0,2\tau l}{\rho}; \quad m_{нав} = \frac{10''l}{\rho\nu}; \quad m_{\Delta l} = \frac{\varepsilon(l_2 - l_1)}{\rho},$$

де τ – ціна поділки рівня; l – відстань до рейки; $(l_2 - l_1)$ – різниця відстаней до задньої і передньої рейок; ν – збільшення зорової труби нівеліра; ε – кут непаралельності візирної осі до осі рівня (або її неперпендикулярності до осі маятникового компенсатора). Похибки m_b і $m_{вр}$ приймаються рівними 0,05 і 0,1 мм.

Загальну похибку відліку по рейці й вимірювання середнього із двох перевищень розраховують за формулами

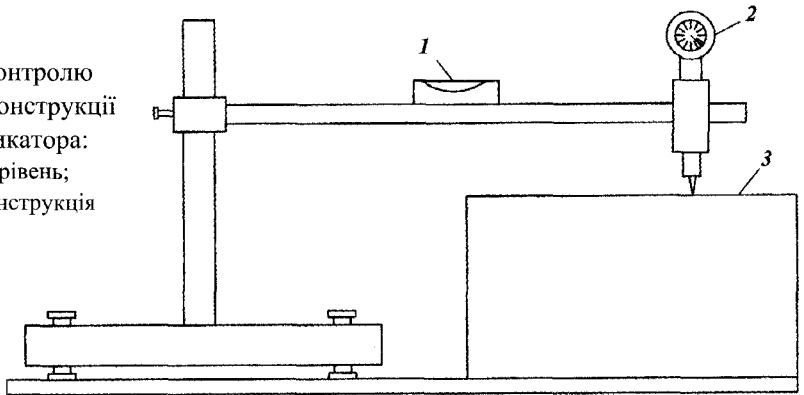
$$m_V = \sqrt{m_p^2 + m_{нав}^2 + m_{\Delta l}^2 + m_b^2 + m_{вр}^2}; \quad m_h = \sqrt{(m_{V_1}^2 + m_{V_2}^2)/2}.$$

Варто підкреслити, що точність прецизійного нівелювання значною мірою залежить від умов виконання вимірювань. Для монтажного майданчика характерне велике скупчення металевих конструкцій, що піддаються влітку сильному сонячному нагріванню, а взимку – великому охолодженню (температура металу, як правило, вища влітку і нижча узимку на 4-6 °С, ніж температура повітря), що викликає рефракційні спотворення. Проф. П. В. Павлів розробив метод механічного врахування рефракції в турбулентній атмосфері шляхом наведення кутового бісектора сітки на нижнє зображення штриха, що коливається, а не на вісь симетрії верхнього і нижнього коливань цього штриха, як це прийнято зараз (докладніше про це див. гл. 1).

При монтажних роботах для виведення контрольованих точок на заданій проектній рівень використовують підкладки, гвинтові домкрати, гідравлічні підйомники. Висоту піднімання контролюють нівеліром по рейці або за допомогою

індикаторної підставки, що включає опорну плиту, стояк, консоль та індикатор годинникового типу (рис. 6.22). Для кріплення на конструкції опорна плита підставки забезпечується магнітною плитою.

Рис. 6.22. Схема контролю висоти піднімання конструкції за допомогою індикатора:
1 – циліндричний рівень;
2 – індикатор; 3 – конструкція



Для нівелювання напрямних машин, особливо в процесі їх експлуатації, застосовують різні конструкції гідростатичних профілографів. У Японії для нівелювання конструкцій невеликої довжини застосовують профілограф, дія якого полягає в наступному. Паралельно з досліджуваною поверхнею встановлюється лоток з рідиною, що створює штучний горизонт – поверхню відносності. По напрямній переміщується каретка, обладнана шпинделем з вимірювальним наконечником, який контактує з досліджуваною поверхнею. Вертикальні переміщення вимірювального наконечника передаються через ізоляційні пластини і колонки на диск, що є однією з обкладок конденсатора. Другою обкладкою конденсатора служить поверхня рідини. Зміна висоти прямої над рівнем рідини визначається за різницею виміряних ємностей у даній та в початковій точках. Висока чутливість ємнісних перетворювачів забезпечує високу точність вимірювання малих перевищень.

6.7.5. Вивіряння висотного положення конструкцій

Для вивіряння висотного положення конструкцій обладнання застосовують такі методи і прилади.

Метод геометричного нівелювання найпоширеніший при встановленні конструкцій по висоті. Як правило, нівелювання проводиться короткими промєнями 25-30 м. Залежно від необхідної точності застосовують технічне або високо-точне нівелювання, що забезпечує похибку визначення перевищення на станції відповідно 1-2 і 0,10-0,20 мм. Для роботи в незручних умовах використовують рейки завдовжки 0,5-1,5 м, що мають як пашкові, так і штрихові поділки розміром 5-10 мм. Штрихові рейки виготовляють на інварній стрічці або прозорих пластикових матеріалах. При необхідності в результати спостережень вводять поправки за еталонування шкал і температуру.

В основу **гідростатичного нівелювання** покладено принцип рівноваги стовпів рідини у з'єднаних посудинах (конструкцію і принцип роботи з цими пристроями описано в гл. 4). На точність нівелювання при контролі конструкцій впливають похибки: встановлення головок гідронівеліра на точки, неvertикальності головки

приладу, роботи механізму вимірювального пристрою, контакту голкового штока з меніском рідини, локальних змін температури, тиску, сили тяжіння тощо. Тому в процесі вимірювань необхідно уникати розміщення головок і шланга поблизу джерел теплового випромінювання, вентиляційних каналів, а також прагнути розташовувати рідинний шланг на рівні робочих головок. За сприятливих умов похибка нівелювання на станції не перевищує 0,01-0,05 мм.

Мікронівелювання застосовується при монтажі точних напрямних і площин устаткування на малих відстанях. Для вимірювань використовують мікронівелір – накладний рівень з великою базою (1-1,5 м), яка являє собою жорстку раму з двома або трьома нерухомими сферичними опорами. На рамі розташовуються два рівні: поздовжній циліндровий з ціною поділки 2" і поперечний – 30".

6.7.6. Вивіряння нахилу

Нахил конструкцій споруд та елементів технологічного обладнання вивіряють різними способами: нівелюванням, за допомогою теодоліта, оптичним квадрантом.

При вивірянні нахилу *способом нівелювання* (геометричного або гідростатичного) визначають перевищення точок і відстані між ними. Тоді шуканий ухил і кут нахилу знаходять за формулами

$$u = h / L; \quad v = \arctg(h / L),$$

де h, L – перевищення і відстань між точками нівелювання.

Похибки шуканих величин визначають за формулами

$$m_u = \frac{1}{L} \sqrt{m_h^2 + (um_L)^2}; \quad m_v = \frac{\rho}{L^2 + h^2} \sqrt{(Lm_h)^2 + (hm_L)^2},$$

де m_h, m_L – похибки вимірювання перевищення і відстані (горизонтального прокладення) між занівельованими точками.

Для контролю нахилу конструкції теодолітом вимірюють кути нахилу v_1 і v_2 при візуванні на візирні марки, встановлені у контрольованих точках (рис. 6.23, а). Тоді позначки H_1 та H_2 шуканих точок, перевищення між ними й ухил будуть:

$$H_i = H_1 + L_i \operatorname{tg} v_i - V_i;$$

$$h = (L_1 + L) \operatorname{tg} v_2 - L_1 \operatorname{tg} v_1 - (V_2 - V_1);$$

$$u = \frac{L_1}{L} (\operatorname{tg} v_2 - \operatorname{tg} v_1) + \operatorname{tg} v_2 - \frac{V_2 - V_1}{L}.$$

При вивірянні нахилу рольгангів та інших подібних елементів технологічного обладнання спочатку задають планове положення точок, а потім перевіряють положення цих точок по висоті. У практиці багатьох робіт висота візирних марок над контрольованими точками однакова і тому різниця $(V_2 - V_1)$ дорівнює нулю. Більше того, при фіксованому плановому положенні точок обладнання коефіцієнти при $\operatorname{tg} v$ будуть постійними.

Першу (вихідну) точку звичайно задають позначкою і виводять її на заданий рівень за допомогою нівеліра. Тому, вимірявши на цю точку кут нахилу v_1 , проектне значення кута нахилу v_2 на другу точку устаткування знайдемо за формулою

$$v_2 = \arctg \left[\frac{L}{L_1 + L} \left(u + \frac{L_1}{L} + \operatorname{tg} v_1 + \frac{V_2 - V_1}{L} \right) \right],$$

де u – проектний ухил.

Установивши цей кут нахилу на вертикальному крузі теодоліта і закріпивши трубу, виводять конструкцію на заданий рівень (піднімають або опускають доти, поки зображення візирної марки висотою V_2 не встановиться на горизонтальній нитці сітки).

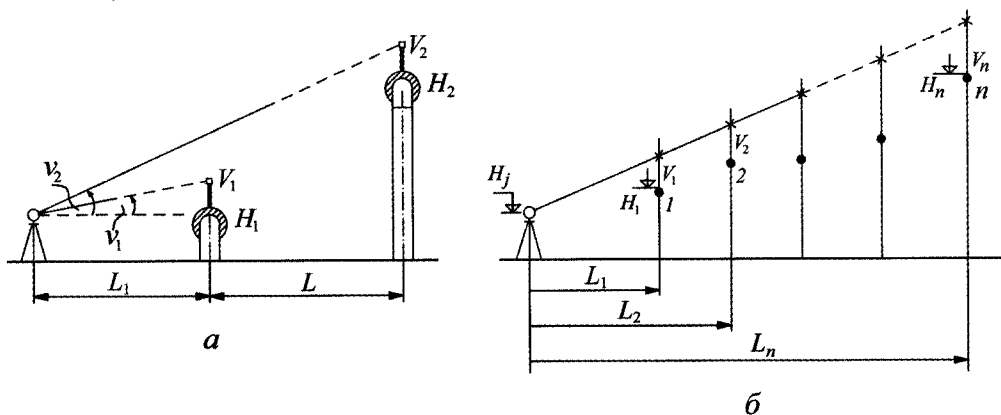


Рис. 6.23. Способи нівелювання нахилених конструкцій:
а – тригонометричний; б – нахилого створу

При наявності електронного тахеометра доцільніше визначати просторові координати точок конструкцій обладнання, наприклад, нахилого конвеєра або рольганга машин неперервного розливання сталі, із порівняння проектних і фактичних координат указаних точок визначати просторові редуції (зміщення) для приведення конструкції до відповідних проектних розмірів та форми. Докладно цю технологію описано у гл.13.

Для вивіряння нахилу видовжених конструкцій, коли похибки вимірювання кутів нахилу теодолітом можуть вплинути на точність способу тригонометричного нівелювання, застосовують *спосіб похилого створу*. Для цього геометричним нівелюванням визначають позначки H_1 та H_n початкової і кінцевої точок конструкції обладнання. Потім на деякій відстані від його початкової точки встановлюють теодоліт, орієнтують зорову трубу по осі обладнання й під кутом нахилу, близьким до проектного нахилу технологічної лінії, і так, щоби з однієї стоянки приладу було видно всі точки створу (рис. 6.23, б). У цьому випадку, тобто при постійному нахилі візирної осі труби до горизонту, беруть відліки V_1, V_2, \dots, V_n по рейці (або марці з мікрометричною голівкою), послідовно встановлюваній на початковій, усіх проміжних і кінцевій точках похилого створу. Вимірявши потім горизонтальні прокла-

дення L_i (або відповідні їм похилі відстані D_i) між точками, визначають кут нахилу лінії візування до горизонту за формулами

$$\operatorname{tg} \nu = h / L_n; \quad h = H_n - H_1 + V_n - V_1$$

і позначки всіх проміжних точок похилого створу з виразу

$$H_i = H_1 + \frac{h}{L_n} L_i = H_1 + \frac{h}{D_n} D_i,$$

де H_1 – горизонт теодоліта.

Похибка визначення позначки будь-якої точки та перевищення між двома точками виражається залежностями

$$m_H = \frac{D}{D_n} h \sqrt{2 \left(\frac{m_D}{D} \right)^2 + \left(\frac{m_h}{h} \right)^2}; \quad m_n = \sqrt{2(m_H^2 + m_V^2)}.$$

За малістю величиною m_V можна знехтувати, і тому в похибку перевищення практично входить тільки похибка нівелірного зв'язку двох точок устаткування, що залежить від точності (класу) нівелювання. Якщо початкова і кінцева точки похилого створу розташовані на різних рівнях, то для визначення різниці їх позначок роблять передачу висоти за допомогою підвісної рулетки.

Для вимірювання кутів нахилу плоских і циліндричних конструкцій устаткування, а також установа їх під заданим кутом до горизонту застосовують **оптичний квадрант** типу КО-10М. Основні частини квадранта (рис. 6.24, а): магнітна підставка 8, корпус 5 з нерухомо закріпленим у ньому скляним лімбом, поворотний круг – аліада з відліковим мікроскопом 2, циліндричним рівнем 1. Корпус приладу має закріпний і навідний (коаксіальний) гвинти 6 і 7 поворотного круга з рівнями, гвинт оптичного мікроскопа 4 і дзеркало підсвічування круга 3.

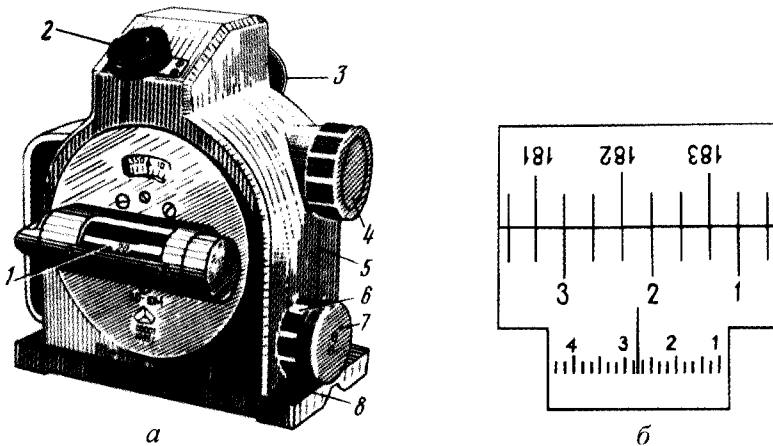


Рис. 6.24. Оптичний квадрант:
а – загальний вигляд; б – поле зору відлікового мікроскопа

У процесі вимірювань прилад установлюють на плоску поверхню конструкції, ослаблюють затискний гвинт і обертають рукою алідаду з рівнем доти, поки бульбашка поздовжнього рівня не опиниться в середині ампули (ціна поділки рівня 10"). Потім при закріпленому затискному гвинті бульбашку поздовжнього рівня обертанням навідного гвинта приводять точно в нуль-пункт і після суміщення мікрометром зображень діаметрально протилежних частин лімба роблять відлік кута по шкалі мікроскопа (ціна поділки шкали 10"). На рис. 6.24, б цей відлік дорівнює $2^{\circ}12'44''$. Аналогічні вимірювання проводять, переставивши прилад на 180° . Похибка вимірювання кута 10-15". При роботі з приладом необхідно усувати його поперечний нахил, користуючись поперечним рівнем.

Для встановлення конструкції під заданим ухилом необхідний кут фіксують на лімбі, укладають прилад на поверхню конструкції і нахиляють її доти, поки бульбашка поздовжнього рівня не виявиться в нуль-пункті. Магнітна підставка забезпечує надійний контакт приладу з поверхнею. Якщо потрібно перевірити нахил двох суміжних роликів (чи секції рольганга), на них установлюють спочатку контрольну лінійку, а вже на неї – прилад.

При вимірюванні кутів нахилу оптичним квадрантом необхідно враховувати місце нуля, яке визначають встановленням приладу на одній і тій же поверхні при перестановці його на 180° . Місце нуля визначають за формулою

$$MO = (v_1 + v_2 - 360) / 2,$$

де v_1, v_2 — відліки по кругу при двох положеннях приладу.

Юстування MO роблять виправними гвинтами рівня при встановленні на приладі значення кута нахилу робочої поверхні $v = v_1 - MO = MO - v_2$.

Точність вимірювань оптичним квадрантом залежить головним чином від чистоти робочої поверхні конструкцій. Досвід роботи з приладом показує, що при використанні контрольної лінійки похибка побудови похилої поверхні становить 0,3-0,5 мм/м.

Оптичний квадрант можна використовувати для вивірення як похилості, так і горизонтальності й вертикальності конструкцій (корпус і плита технологічного обладнання, каркас котла, напрямні підйомників, ліфтів тощо), особливо при їх попередньому встановленні, тобто на стадії підготовки до точного вивірення геодезичними приладами.

При послідовній передачі ухилу із секції на секцію похибку вимірюного зміщення (перевищення або відхилення від горизонталі, вертикалі тощо) визначають за формулою

$$m_h = m_1 \sqrt{L/K},$$

де m_1 – похибка перевищення з одної станції приладу; K, L – довжини контрольної лінійки і вимірюваної конструкції.

При $m_1 = 0,4$ мм/м, $K = 1,5$ м і $L = 12$ м похибка $m_h = 1,1$ мм, що свідчить про досить високу точність робіт (чистота поверхні конструкції не враховується).

6.7.7. Вивіряння вертикальності

У будівельно-монтажному виробництві та при спостереженнях за деформаціями споруд і обладнання вивіряння вертикальності конструкцій є найбільш розповсюдженим процесом. Його виконують такими основними методами:

- 1) *механічної вертикалі* – струнний висок, монтажна лінійка з накладним рівнем або оптичним квадрантом, рейка-рівень, рейка-висок;
- 2) *оптичної вертикалі* – прилад вертикального проєціювання, теодоліт, оптичний центрир;
- 3) *вертикальної референтної площини* – колімаційної площини теодоліта, лазерного площиновказу та ін.).

Струнний висок прикріплюють до верху конструкції за допомогою кронштейна, а внизу до струни – важок, що занурюється в рідину, яка демпфує коливання виска (автомобільне мастило). Відхилення конструкції від вертикалі вимірюють, як правило, за допомогою нутроміра. Для усунення похибок контактування нутроміра зі струною застосовують електроконтактну мікрометричну головку. Більший контакт з конструкцією і зручність виконання вимірювань забезпечує підставка нутроміра з магнітним прихоплювачем. Система електричного контакту нутроміра зі струною включає міліамперметр, навушники телефонного типу, регульовальні опори, джерело живлення (батарею). Одну клему батареї присдують до нутроміра, а другу – до підвішеної струни, ізольованої від конструкції спеціальною втулкою на кронштейні. Точність способу залежить головним чином від шорсткості конструкції і точності вимірів мікрометричною головкою нутроміра (0,0-0,2 мм).

Для контролю вертикальності високих колон (каркаси котлів, стелажі, етажерки) використовують *метод оптичної або лазерної вертикалі*. Навісний прилад (рис. 6.25) має зорову трубу 2 з компенсатором 10 і приймальний пристрій 5, які розміщені на кронштейнах 1 і 4 однакової довжини, що забезпечує паралельність лінії візування до осі конструкції.

Компенсатор, включений у систему зорової труби, як, наприклад, рідинний стабілізатор вертикалі, розташований на половині фокусної відстані об'єктива і виконує одночасно роль фокусувальної лінзи труби ПВП. Візирну марку з координатною палеткою встановлюють на кронштейні до підйому конструкції краном, а ПВП – після приведення і тимчасового закріплення колони приблизно у прямовисне положення. Після закріплення і приведення приладу за круглим рівнем у робоче положен-

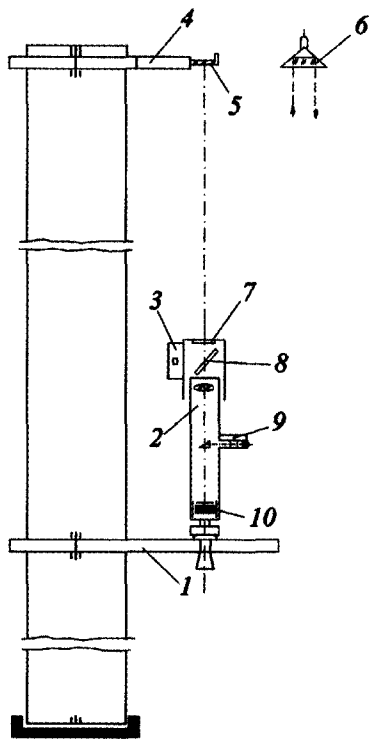


Рис. 6.25. Схема вивіряння вертикальності колони лазерним ПВП:

- 1, 4 – кронштейни; 2 – ПВП;
- 3 – фотодетектор; 5 – марка;
- 6 – трипільпризма; 7 – захисне скло;
- 8 – напівпрозоре дзеркало; 9 – лазер;
- 10 – компенсатор

ня, коли вступає в дію компенсатор нахилу, зоровою трубою візують на марку і визначають зразу двокоординатні відхилення від вертикалі, за значеннями яких виправляють положення колони.

У лазерному виконанні в окулярну частину ПВП вмонтовуються світлодіод 9 з куб-призмою, трипельпризма рефлектора 6 (замість марки 5), напівпрозоре дзеркало 8, захисне скло 7 і фотодетектор 3. При необхідності фотодетектор доповнюють підсилювачем і мультівібратором, що подає звуковий сигнал про прямовисне положення конструкції.

Промінь лазера спочатку подається на світлоділну куб-призму – сітку ниток труби, потім скеровується на відхильну прямокутну призму, рідинний компенсатор, об'єktiv труби, напівпрозоре дзеркало, захисну пластинку і рефлектор. Далі відбитий промінь проходить захисну пластинку, падає на напівпрозоре дзеркало і, відбиваючись від нього, входить у фотодетектор, в якому фіксуються двокоординатні відхилення колони від вертикалі. До речі, експериментальні дослідження конусного металевого рефлектора з напиленим дзеркальним покриттям підтвердили його простоту, легкість та придатність для контролю колон висотою до 12 м.

З лазерним приладом працюють за аналогічною методикою, але замість координатної палетки на кронштейні установлюють відбивач, причому його можна закріплювати там постійно або подавати наверх за допомогою троса, протягнутого в отвір блока консолі на землі перед підніманням колони краном. Перевага такого приладу – можливість двосторонньої стабілізації вертикалі й роботи в двох режимах (візуальному і лазерному).

Під час вивіряння вертикальності конструкцій в напрямі надиру, наприклад, при контролі осі ротора циркуляційної помпи, доцільно користуватися приладом типу ПВВП з оптичним мікрометром. Прилад установлюють приблизно на осі ротора на висоті 1,5-2 м над верхнім вкладишем підшипника і центрують його по осі нижнього вкладиша, де в супорті розміщується розточний центрошукач з візирною маркою і радіальною штангою з індикатором. Після виведення марки центрошукача на вісь нижнього вкладиша над нею остаточно центрується ПВВП і за допомогою центрошукача вимірюються відхилення отвору верхнього вкладиша від вертикалі у двох напрямках. За цими даними корегується положення центра верхнього вкладиша і операція контролю повторюється. Похибка визначення крену таким способом не перевищує 0,05-0,10 мм при допуску 0,05 мм/м.

Вивіряння вертикальності за допомогою *ПВП в комбінації з ГРП* показано на прикладі іонізаційних каналів (ІК) АЕС, в які періодично опускаються лічильники Гейгера для контролю радіоактивності бетонної обшивки реактора. За технічними умовами, складені труби ІК мають бути вертикальними з похибкою не більше 1-2 мм на всю висоту каналу (до 14 м).

У ході монтажу вертикальність труб ІК контролюють звичайними засобами – переважно теодолітом, але основні труднощі виникають під час виконавчого знімання труб до, в процесі й після укладання бетону, оскільки при бетонуванні можливі порушення їх положення. Вертикальність контролюють по окремих перерізах через 1 м. Тому найефективнішим є редуційний спосіб, в основу якого покладено використання самоцентрувальної візирної марки (автоцентрошукача) 4 (рис. 6.26) і зенітного ПВП, встановленого на ГРП 9.

Центрошукач складається з циліндричного корпусу, у нижній і верхній частині якого встановлено по три підпружинені кульки 5, що забезпечують з'єднання і фіксацію осі корпусу центрошукача з віссю ІК. У нижній частині корпусу закріплено візирну марку 3, підсвічувану електролампочкою 8 від батареї 7.

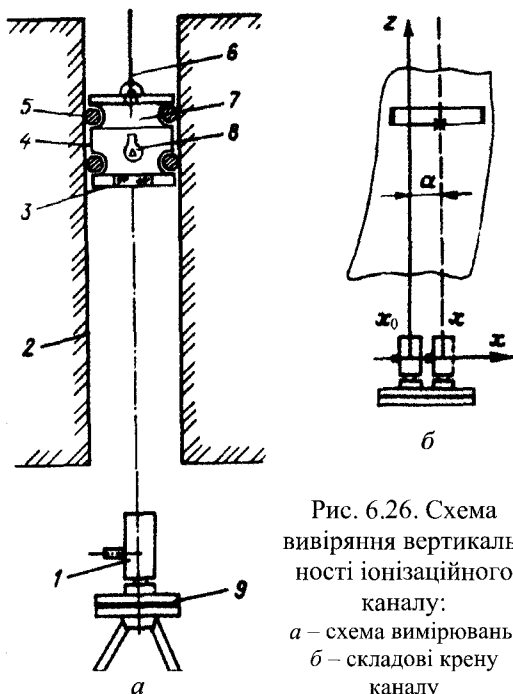


Рис. 6.26. Схема вимірювання вертикальності іонізаційного каналу:
 a – схема вимірювань;
 b – складові крену каналу

В іонізаційному каналі 2 центрошукач підвішують на рулетці 6, яка одночасно використовується для фіксації позначки контрольного перерізу. ПВП встановлюють на ГРП, який дозволяє переміщувати його в двох взаємно перпендикулярних напрямках, відраховуючи величини відхилень $a = x - x_0$ і $b = y - y_0$ на координатних шкалах підставки, де x_0, x і y_0, y – відліки по шкалах підставки, що відповідають вихідному положенню ПВП (осі нижнього перерізу труби ІК) і положенню приладу при зніманні поточної точки перерізу.

За вимірними зміщеннями a і b можна обчислити загальне зміщення з центра перерізу ІК у поточній точці відносно низу труби ІК та його умовний азимут:

$$c = \sqrt{a^2 + b^2}; \quad \varphi = \arctg(b/a).$$

Якщо вісь абсцис редукційної підставки має азимут α_x , то азимут зміщення визначають за формулою $\alpha_c = \alpha_x + \varphi$. За величинами c і α_c оцінюють вертикальність ІК. При необхідності складають профілі фактичного положення центрів ІК у площинах XZ і VZ реакторного відділення.

Під час монтажу вертикальні ротори, вали, трубопроводи, колони синтезу тощо відкриті для вимірювання крену *способом прямої кутової засічки*. В основу способу покладено метод вимірювань від вертикальної референтної (колімаційної) площини теодоліта методом малих кутів (вимірювання відхилень від колімаційної площини нераціональне, оскільки це вимагає доступу до конструкції, щоб прикласти до твірної марку або лінійку). Для вимірювання крену необхідно 2-3 станції, звідки є огляд двох твірних валу для вимірювання напрямів β_{01}, β_{02} ; β_{i1}, β_{i2} ; β_{n1}, β_{n2} відповідно на ліву і праву твірні нижнього, проміжного і верхнього перерізів. Спостереження ведуть при двох положеннях круга теодоліта декількома прийомами (звичайно не менше двох). За різницею однойменних напрямків знаходять різницеві кути:

$$\Delta\beta_{0i} = \frac{\beta_{i1} + \beta_{i2}}{2} - \frac{\beta_{01} + \beta_{02}}{2}; \quad \Delta\beta_{0n} = \frac{\beta_{n1} + \beta_{n2}}{2} - \frac{\beta_{01} + \beta_{02}}{2},$$

за якими можна оцінити відхилення вала від вертикалі у заданій колімаційній площині теодоліта (при вертикальному положенні конструкції різниці кутів дорів-

нюють нулю). Знак і величина кута $\Delta\beta_i$ характеризують напрямок і ступінь відхилення конструкції від вертикалі: при додатному значенні кута верх відхилений вправо від низу, а при від'ємному – вліво. Аналогічні вимірювання виконують з другої станції. Методику визначення крену та його напряму описано в гл.12.

6.7.8. Вивіряння паралельності

Паралельність конструкцій (напрямних, базових площин і т. п.) сприяє підвищенню довговічності функціонування споруд і обладнання.

Для перевірки паралельності використовують способи, засновані на вимірюванні відстані між точками конструкції, розташованими в одному поперечному перерізі. Вивіряння паралельності виконують зазвичай після контролю прямолінійності. Тому спочатку одним з відомих методів перевіряють прямолінійність одної (базової) прямої, а потім відносно неї виставляють паралельно другу. Способи сумісного контролю прямолінійності, паралельності та еквідистантності багатьох напрямних на мостових та підвісних кранах описано в гл.13.

Найбільше поширені в практиці такі способи: із застосуванням нутроміра з мікрометричною голівкою (індикатором), рулетки та знімання положення напрямних від двох створів.

Нутромір з мікрометричною голівкою або індикатором використовують головним чином для вивіряння паралельності близько розташованих (1-3 м) одна від одної напрямних.

Вимірювання відстаней між точками конструкції за допомогою **рулетки** – найпоширеніший спосіб для вивіряння металоконструкцій напрямних підйомально-транспортного обладнання. Вимірювання металевою рулеткою виконують або у її висячому положенні, або укладанням на попередньо підготовленої горизонтальній поверхні, що практично дуже важко забезпечити. Для цього створюють постійний натяг рулетки і враховують поправки за її еталонування, температуру, нахил, а іноді й прогин (якщо при вимірюванні рулетка перебуває у підвішеному стані, а еталонування виконувалося на вирівняній поверхні). Особливості виконання таких вимірювань описано в п. 4.3. В цих умовах доцільніше користуватися **лазерними рулетками**, які забезпечують високу точність (1-2 мм) та оперативність робіт, або способом координування тахеометром.

У ряді випадків використовують **бокове нівелювання теодолітом**, орієнтованим паралельно базовій площині обладнання. При цьому теодоліт встановлюють у точці T на віддалі a_0 від базових точок A і B , що задають лінію, паралельну до осі обладнання (рис. 6.27, a) і візуально орієнтують його. Приклавши вказаних точках лінійки зі шкалами і взявши по них відліки a_1 і a_2 , знаходять різницю $\Delta a = a_2 - a_1$. Якщо вона не дорівнює нулеві, то необхідно повернути прилад на кут $\Delta\alpha = \rho\Delta a / (s_2 - s_1)$, де s_1, s_2 – віддаленість базових точок від теодоліта. Для контролю відкладання кута $\Delta\alpha$ доцільно взяти відлік a_0 по шкалах лінійок, що відповідає паралельності візирної осі теодоліта і заданої базової лінії:

$$a_0 = a_1 - s_1 \sin \Delta\alpha = a_2 - s_2 \sin \Delta\alpha .$$

Якщо контрольований об'єкт розташований ліворуч від колімаційної площини теодоліта, то величинам a_1 і a_2 надають знак "мінус". Тоді додатне значення поправки буде вказувати на необхідність повороту теодоліта за ходом, а від'ємне – проти ходу годинникової стрілки.

Похибки шуканих величин будуть такими:

$$m_{\Delta\alpha} = \frac{\sqrt{2}m_a\rho}{L}; \quad m_{a_0} = m_a \sqrt{1 + 2\frac{s_1}{L}\left(1 + \frac{s_1}{L}\right)},$$

де L – довжина базової лінії.

Якщо точки A і B устаткування марковані, але недоступні для встановлення рейок (лінійок), то паралельна площина будується **способом вимірювання кута нестворності** (рис. 6.27, б). Вибравши пункт T , з якого видно точки 1 і 2 об'єкта, встановлюють у ньому теодоліт і вимірюють кут γ . При відомих відстанях до базових точок (до недоступних точок відстані вимірюють лазерною рулеткою, безрефлекторним тахеометром або визначають конструктивно) відстань a_0 паралельної площини від базової лінії (площини) визначають за формулою

$$a_0 = \frac{s_1 s_2}{L} \sin \gamma.$$

Зауважимо, що ця формула справедлива для випадку, коли пункт T обрано у проміжку між базовими точками, як це показано на рис. 6.27, в.

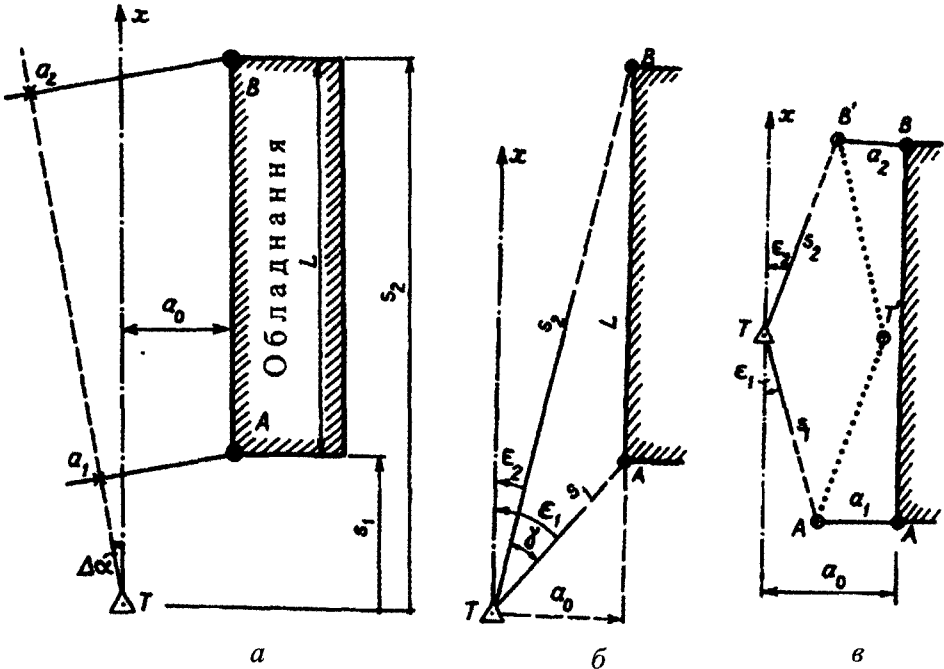


Рис. 6.27. Схема орієнтування теодоліта у напрямі, паралельному осі конструкції, способами:
 а – бокового нівелювання; б – вимірювання кута нестворності;
 в – комбінацією обох способів

У випадку, якщо точки вимірювання A' і B' віднесені від точок A і B базової площини відповідно на відстані a_1 і a_2 , наприклад, якщо видно краї будівельних конструкцій, то шукану відстань визначають із розв'язку квадратного рівняння, а саме:

$$a_0 = \frac{s_1 s_2}{L} \sin \gamma + \frac{a_1 + a_2}{2} - \frac{s_2 - s_1}{2L} (a_2 - a_1) \cos \gamma / 2; \quad L = \sqrt{s_1^2 + s_2^2 + 2s_1 s_2 \cos \gamma}.$$

Відстані a_1 і a_2 вимірюють завчасно або задають конструктивно. При $a_1 = a_2 = a$ останній поправковий член дорівнює нулеві.

Напрямок паралельної осі в точці P задають теодолітом, побудувавши кути ε_1 і ε_2 , які обчислюють за формулами

$$\sin \varepsilon_1 = (a_0 - a_1) / s_1; \quad \sin \varepsilon_2 = (a_0 - a_2) / s_2.$$

Якщо $a_1 = a_2 = a$, то

$$\sin \varepsilon_1 = \frac{s_2}{L} \sin \gamma; \quad \sin \varepsilon_2 = \frac{s_1}{L} \sin \gamma.$$

Побудована паралельна вісь може використовуватися при вхідному контролі та монтажі конструкцій.

Спосіб можна також застосовувати для непрямого вимірювання кута між площинами або осями встановленого обладнання.

При заданій величині похибки m_a допустимі похибки лінійних і кутових вимірів будуть:

$$\frac{m_s}{s} \leq 0,25 \frac{m_a}{a} = \frac{m_a}{L \sin \gamma}; \quad m_\gamma \leq 0,63 \frac{L m_a \rho}{s_1 s_2}.$$

Наприклад, для $m_a = 2$ мм, $s_1 = 100$, $s_2 = 50$ і $L = 149,5$ м, $\gamma = 10^\circ$ одержимо: $m_s / s < 1/12\,000$ і $m_\gamma = 7,8''$.

На підставі викладеного можна зробити такі практичні висновки: 1) визначення віддаленості паралельної осі від базової здійснюється за одним і тим же алгоритмом незалежно від положення робочої точки стосовно базових пунктів; 2) точність визначення ординати осі залежить як від точності вимірювання відстаней і кутів, так і від геометрії робочої фігури; 3) для вимірювання відстаней з меншою точністю робочу точку варто максимально наближати до створу базової лінії або до однієї з базових точок.

Якщо двох базових точок не видно з однієї станції, застосовують складніші побудови, наприклад, способи прямої лінійно-кутової або кутових засічок.

6.7.9. Вивіряння перпендикулярності

Перпендикулярність конструкцій вивіряється при збиранні плоских, циліндричних, конічних та інших споруд і технологічних ліній. Далі розглядаються непрямі способи побудови перпендикуляра.

Найпростіший випадок – **визначення кута між двома осями або плоскими конструкціями**, приміром, панелями, які мають бути розташовані під прямим кутом (рис. 6.28, а). Теодоліт, встановлений у точці T , розташованій на невеликій відстані від площини конструкції, орієнтують по осі x . У цьому положенні приладу

методом бокового нівелювання по рейці з міліметровими поділками або за допомогою спеціальної марки з мікрометричною головкою і магнітною опорною п'ятою вимірюють відстані a_1 і a_2 – відхилення точок 1 та 2 конструкції від колімаційної площини теодоліта. Далі, повернувши теодоліт на 90° , вимірюють аналогічні відхилення b_1 і b_2 для точок 1 і 3 від осі y . Спостереження роблять при двох положеннях вертикального круга, орієнтуючи щоразу теодоліт по одній і тій же фіксованій точці. З результатів двох спостережень знаходять середні відхилення.

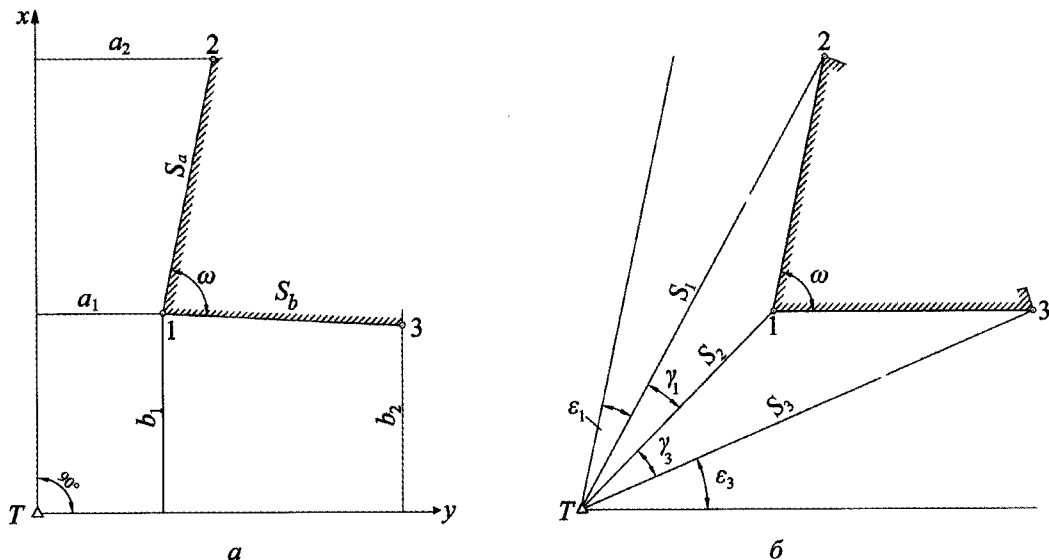


Рис. 6.28. Схема контролю перпендикулярності конструкцій способами:
 а – бокового нівелювання; б – вимірювання кута непаралельності

Кут ω між конструкціями визначають за формулою

$$\omega = 90^\circ - \left(\operatorname{arctg} \frac{a_2 - a_1}{s_a} + \operatorname{arctg} \frac{b_2 - b_1}{s_b} \right).$$

Похибка m_ω визначеного кута буде:

$$m_\omega = \rho \sqrt{2 \left[\left(\frac{m_a}{s_a} \right)^2 + \left(\frac{m_b}{s_b} \right)^2 \right]},$$

де s_a , s_b – довжини сторін кута.

При $s_a = s_b = 10$ м, $m_a = m_b = 0,2$ мм одержимо: $m_\omega = 4''$.

Якщо бокове нівелювання панелей утруднене, а три точки фіксовані на конструкціях, можна застосувати описаний вище спосіб визначення кута непаралельності (див. рис. 6.27, б), вимірюючи два кути γ і три відстані s (рис. 6.28, б). Кут між базовими лініями обчислюють за формулою

$$\omega = \gamma_1 + \gamma_3 + \epsilon_1 + \epsilon_3.$$

Аналогічно визначається цей кут за чотирма точками (по дві на кожній базовій лінії), але при цьому додатково враховується кут γ_2 між точками, наближеними до вершини кута ω . Похибку отриманого кута ω визначають за формулою

$$m_{\omega} = \sqrt{2(m_{\gamma}^2 + m_{\varepsilon}^2)}.$$

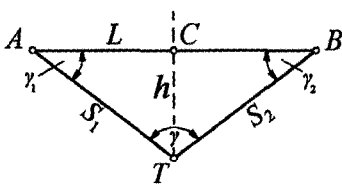
Якщо одна із панелей розташована в горизонтальній площині, а друга у вертикальній, то їх перпендикулярність доцільно контролювати комбінованим способом: нівелюванням контрольних точок у горизонтальній та способом бокового нівелювання – у вертикальній площинах.

У тому випадку, коли утруднений або неможливий доступ до контрольних точок на панелях, особливо вертикальних, вимірювання доцільно вести безрефлекторним електронним тахеометром типу SET030R3 для визначення просторових координат контрольних точок (не менше чотирьох на кожній панелі) та двогранного кута між площинами панелей за формулами аналітичної геометрії (див. п. 6.6.2). В окремих випадках при значній кількості контрольних точок вдаються до лазерного сканування та апроксимації площин, наприклад, з використанням методу найменших квадратів або математичного програмування (див. гл.13).

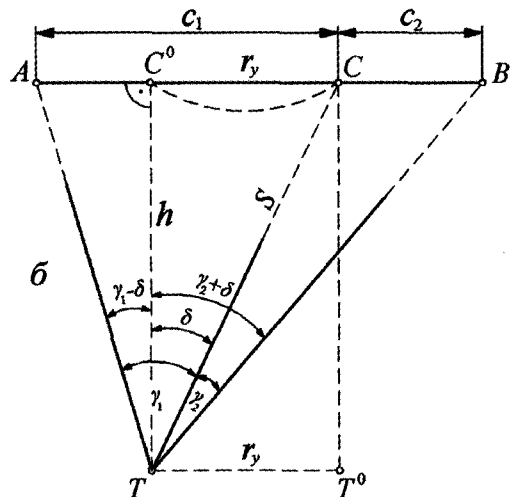
Якщо кінцеві пункти базисної осі AB доступні для встановлення візирної марки з рефлектором, то перпендикуляр до цієї осі можна побудувати **способом оберненої лінійно-кутової засічки (довільної станції)**, вимірявши тахеометром у точці T горизонтальні прокладення s_1, s_2 і кут γ , що забезпечує визначення довжини перпендикуляра h у точці C (рис. 6.29, *a*) за формулою нестворності й кутів γ_1, γ_2 для визначення напряму цього перпендикуляра:

$$h = s_1 s_2 \sin \gamma / L; \quad L = \sqrt{s_1^2 + s_2^2 - 2s_1 s_2 \cos \gamma};$$

$$\sin \gamma_1 = \frac{s_2 \sin \gamma}{L}; \quad \sin \gamma_2 = \frac{s_1 \sin \gamma}{L}.$$



a



б

Рис. 6.29. Побудова перпендикуляра до базової лінії способом оберненої лінійно-кутової засічки:

a – з двома лініями і одним кутом;
б – з одною лінією та двома кутами

Відклавши кути $90^\circ - \gamma_1$ або $90^\circ - \gamma_2$ від лінії побудови, фіксують створну точку C на базовій осі або поза нею, яка фіксуватиме напрям перпендикуляра TC . Для контролю розмічування усі вимірювання повторюють, бажано з точки-дублера, близької до T .

Кутова похибка перпендикулярності може бути розрахована за формулою

$$m_\gamma \approx \rho \operatorname{tg} \gamma \sqrt{\left(\frac{m_s}{s}\right)^2 + \left(\frac{m_h}{h}\right)^2}.$$

У випадку, коли точка C задана (рис. 6.29, б) і в ній треба побудувати лінію T^0C , перпендикулярну до базової осі AB , тобто коли відомі відстані $c_1 = AC$ і $c_2 = BC$, тоді теодолітом, встановленим у точці T приблизно на перпендикулярі, вимірюють кути γ_1 і γ_2 та горизонтальне прокладення s до точки C для обчислення редуції $r_y = CC^0 = TT^0$ за формулами

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{c_2 \operatorname{ctg} \gamma_2 - c_1 \operatorname{ctg} \gamma_1}{c_2 + c_1}; \quad r_y = s \sin \delta.$$

Напрямок редуції r_y задається кутом $\varphi = 90^\circ - \delta$ від сторони TC^0 . Додатково для контролю визначають відстані:

$$h = s \cos \delta; \quad AC^0 = h \operatorname{tg}(\gamma_1 - \delta); \quad BC^0 = h \operatorname{tg}(\gamma_2 + \delta).$$

Якщо відстані $c_1 = c_2 = c$ однакові, то вищевказана залежність для кута δ зводиться до формули В. П. Равкіна:

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{1}{2} (\operatorname{ctg} \gamma_2 - \operatorname{ctg} \gamma_1) = \frac{\sin(\gamma_2 - \gamma_1)}{2 \cos \gamma_1 \cos \gamma_2}.$$

Похибка редуції при умові $\gamma_1 \approx \gamma_2$ визначається за наближеними формулами:

$$m_\delta = \frac{\sin 2\delta}{\rho \sin 2\gamma} m_\gamma \sqrt{2}; \quad m_{r_y} = \frac{s_C m_\delta}{\rho}.$$

При вивірянні перпендикулярності вала до осі технологічної лінії (ВТЛ) застосовують **спосіб обертання вала** з навісним вимірювальним блоком – нутроміром (рис. 6.30, а). Вимірювальний блок включає обойму, консольний нутромір (штитмас) з індикатором. Довжину нутроміра b добирають таким чином, щоб індикатор торкався струни в точках A_1 і A_2 , що задає напрямок ВТЛ. У момент контакту індикатора зі струною на його шкалі знімають відлік a_1 , а потім, після повороту вала на 180° , тобто при положенні індикатора в точці A_2 , – відлік a_2 . Якщо ці відліки однакові, то вісь вала перпендикулярна до ВТЛ. У противному разі за різницею $\Delta_b = a_2 - a_1$ визначають кут ε неперпендикулярності осей:

$$\operatorname{tg} \varepsilon = \Delta_b \cos \gamma (1/c - 1/2b \sin \gamma),$$

де c – відстань між кінцями нутроміра в двох положеннях; γ – кут між валом і консольним нутроміром.

Кут γ рекомендується брати не більше 45° . Тоді похибка $m_\epsilon = m_a \rho / \sqrt{2b}$, яка при $b = 1$ м і $m_a = 0,1$ мм становитиме $15''$. Точність вимірювання зміщення Δ_b можна підвищити, якщо замість струни напрямок ВТЛ задавати теодолітом, установленим на постійних кінцевих пунктах, із пристроєм для примусового центрування і оптичним мікрометром. Це дозволяє збільшити дальність спостережень, а похибка вимірюваного кута неперпендикулярності не перевищить $5-10''$.

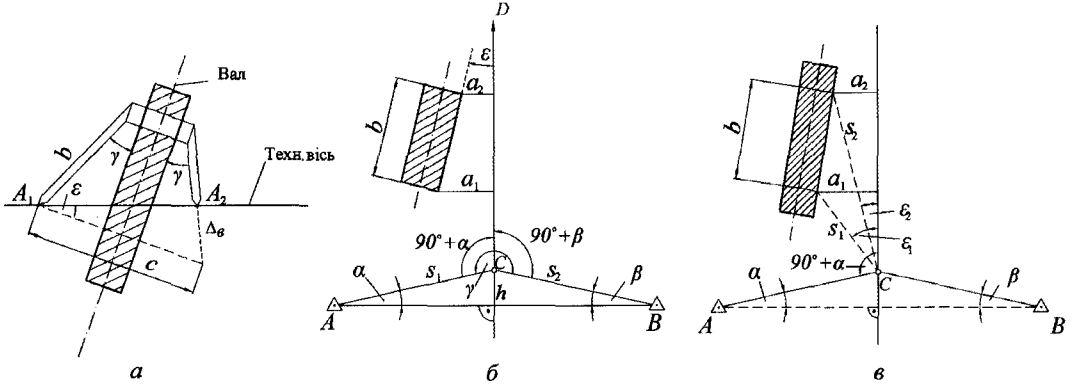


Рис. 6.30. Схема контролю перпендикулярності осі вала до осі технологічної лінії способами: а – струним; б – бокового нівелювання; в – вимірювання малих кутів

У ряді випадків, наприклад, коли розташування валів не дозволяє підвісити струну, можна використати спосіб бокового нівелювання (рис. 6.30, б). Установивши теодоліт у точці C , приблизно в створі ВТЛ, закріпленої марками в точках A і B , і виміривши кут γ та відстані s_1 і s_2 , визначимо нестворність h та кути α і β :

$$\alpha = \arcsin(h/s_1); \quad \beta = \arcsin(h/s_2),$$

а за ними – кути $(90^\circ + \alpha)$ і $(90^\circ + \beta)$, при яких лінія візування теодоліта встановлюється по лінії CD , перпендикулярній до ВТЛ. Прикладаючи лінійку до твірної вала, вимірюють боковим нівелюванням відхилення a_1 і a_2 , а потім визначають кут неперпендикулярності вала:

$$\epsilon = \arcsin \frac{a_2 - a_1}{b},$$

де b – довжина вала.

Унаслідок малості цього кута можна записати:

$$m_\epsilon = \sqrt{\left(\frac{s_2 m_\gamma}{s_1 + s_2}\right)^2 + \left(\frac{\sqrt{2} m_a \rho}{b}\right)^2}.$$

При довжині вала $b = 3$ м; $s_1 = s_2 = 25$ м; $m_\gamma = 10''$ і $m_a = 0,1$ мм одержимо: $m_\epsilon = 10,7''$, що свідчить про одне – точність визначення неперпендикулярності вала залежить в основному від його довжини і похибок вимірювання відхилень a_i ($i = 1, 2$). Останні можна зменшити, якщо різницю $(a_2 - a_1)$ вимірювати оптичним

мікрометром, особливо в ході повторних вимірювань. Практика показує, що величина m_{ϵ} може бути доведена до 5".

Зауважимо, що замість безпосереднього вимірювання відхилень їх можна отримати із вимірів нестворності відносно поперечної осі (рис. 6.30, в) за вимірними кутами ϵ_1, ϵ_2 та відстанями s_1 і s_2 до точок візування. При контролі барабанів папероробних машин зазначені точки можна маркувати білою волосінню з важками, підвішеними нижче контрольованої твірної циліндра. Відстані до висків вимірюють тахеометром.

Вали невеликих діаметрів, зокрема рольгангів і прокатних станів, можна контролювати автоколімаційним теодолітом, орієнтованим уздовж осі прокатки, і автоколімаційним дзеркалом 2 на призмовій опорі 4 (рис. 6.31). Така опора, оснащена Т-подібним рівнем 1, добре фіксує положення площини дзеркала стосовно осі вала 5. Дзеркало закріплене в оправі, яка обертається навколо горизонтальної осі 3, паралельній до призмової грані опори. Це дозволяє нахилити дзеркало в площині, нормальній до осі вала, і забезпечує одержання в теодоліті автоколімаційного зображення сітки.

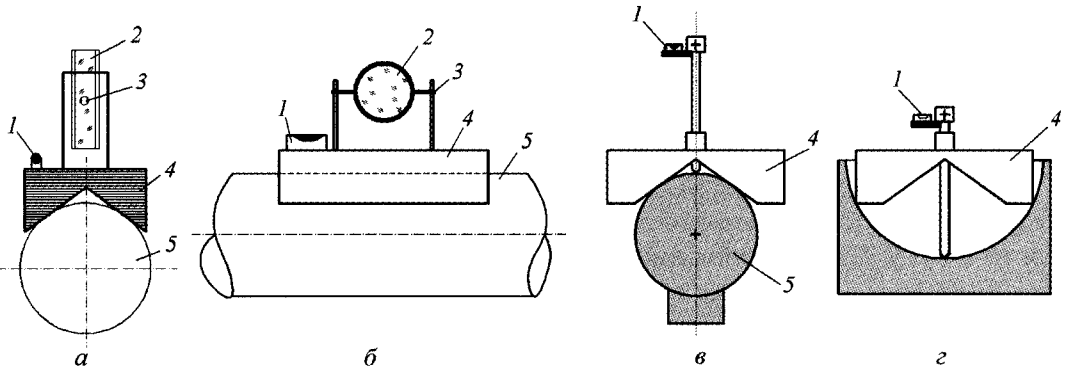


Рис. 6.31. Схема контролю перпендикулярності вала до осі прокатки автоколімаційним способом:

a, б, в – марка на валу; *г* – марка у виточці підшипника;
 1 – рівень; 2, 3 – автоколімаційне дзеркало та вісь його обертання; 4 – базова опора; 5 – вал

Для простоти виконання перевірок і контрольних операцій у процесі вимірювань дзеркало повинно бути двостороннім. Спочатку перевіряються рівні (перестановкою опори на 180°), а потім умова, щоб площина дзеркала була паралельна осі його обертання (юстують переміщенням оправу на половину дуги відхилення), і, нарешті, умова, щоб вісь обертання дзеркала і ребро призмової опори розміщувалися в одній площині (юстують переміщенням осі дзеркала). В останніх двох перевірках використовують теодоліт із дзеркалом, причому в першій перевірці дзеркало обертається на 180° , а в другій змінюється на 180° положення опори.

На початку робіт автоколімаційний теодоліт орієнтують відносно поздовжньої осі обладнання і закріплюють його в такому положенні. Потім на підконтрольний вал установлюють призматичну підставку з дзеркалом. Якщо відбите від дзеркала зображення вертикального штриха сітки ниток збігається з його дійсним зображенням, то вісь вала перпендикулярна до головної осі обладнання. В іншому

разі вал підлягає розвороту на деякий кут φ . Тут, звичайно, розглядають два випадки геодезичного забезпечення монтажних робіт. Перший полягає в розвороті вала на кут φ доти, поки зображення ниток сітки не збіжаться, другий (виконавче знімання) – у визначенні кута φ і порівнянні його з допустимим значенням.

Кут вимірюють переважно теодолітом за різницею $\varphi = M - M_0$ відліків по колу, повертаючи його мікрометричним гвинтом до збігу зображень сітки ниток, де M – відлік по горизонтальному колу при збігу зображень сітки ниток автоколімаційного теодоліта; M_0 – відлік по колу теодоліта, коли його колімаційна площина паралельна до осі вальцювання. За дослідженнями проф. В. О. Борового [44], скп горизонтального та вертикального кутів становить 1,2".

Якщо дзеркало жорстко посаджено на призмі, тобто без повороту по азимуту (до речі, така конструкція рідкісна), то величину кута вимірюють теодолітом.

Для забезпечення контакту візирної марки з роликком у вершині призмової опори та у виточці його підшипника доцільна конструкція марки на підпружиненому штоку (рис. 6.31, в, з) [105].

При вивірянні перпендикулярності торцевої площини циліндричного обідка до її осі автоколімаційний спосіб можна використовувати на конструкціях малого діаметра, встановлюючи теодоліт на осі конструкції, а дзеркало – на торці, наприклад, за допомогою центршукача. Якщо розміщення дзеркала на торці утруднене, наприклад, при великому діаметрі обідка (понад 3 м), то вивіряння доцільно виконувати непрямым способом: за допомогою теодоліта від осі або твірної циліндра у похилому положенні поза об'єктом таким чином, щоб колімаційна площина труби була перпендикулярна до осі обідка. Цей метод може застосовуватися для контролю секцій обертових печей і сушарок, телевізійних антен, щогл та ін.

У практиці монтажних робіт досить розповсюдженою операцією є **контроль перпендикулярності осей обладнання** на фундаменті (опорній плиті). Якщо в точці перетину осей можна встановити теодоліт, тоді задача вирішується виміром прямих кутів і аналізом результатів. Якщо ж ця точка недоступна, то доцільно застосовувати або **спосіб продовжених сторін**, вимірявши кут між ними, або **спосіб трилатерації**, наприклад, якщо контрольована деталь розташована на похилій площині. При цьому рулеткою вимірюють хорди c_i та відстані s_i між точками осей ($i = 1, 2, 3, 4$) у суцільній конструкції (рис. 6.32, а) або діагоналі d_i ($i = 1, 2$) у порожній конструкції, як, наприклад, на опорному кільці реактора АЕС (рис. 6.32, б).

За виміряними сторонами можна обчислити необхідні кути та обчислити умовні координати 4-х осьових точок, а потім дирекційні кути двох осей та кути між ними. Очевидно, що обидві мережі трилатерації (центральна система і геодезичний чотирикутник) необхідно врівноважити на ПК за програмою типу "Топоград".

Якщо пряме вимірювання довжин ліній неможливе, зокрема на похилих конструкціях, доцільно використати **метод просторового координування** способами полярних координат з одної станції або прямих куткових засічок з двох станцій, зводячи до мінімуму похибки центрування марок (візування на голки). За просторовими координатами осьових точок можна визначити дирекційні кути α та кути нахилу ν осей 1-3 і 2-4, щоб визначити кут θ між осями (див. рис. 6.32, б) за формулами

$$\cos \theta = \cos \alpha_1 \cos \alpha_2 + \cos \beta_1 \cos \beta_2 + \cos \gamma_1 \cos \gamma_2;$$

$$\cos \alpha_1 = \cos \alpha_{13} \cos \nu_{13}; \quad \cos \beta_1 = \sin \alpha_{13} \cos \nu_{13}; \quad \cos \gamma_1 = \sin \nu_{13};$$

$$\cos \alpha_2 = \cos \alpha_{24} \cos \nu_{24}; \quad \cos \beta_2 = \sin \alpha_{24} \cos \nu_{24}; \quad \cos \gamma_2 = \sin \nu_{24},$$

де $\alpha_i, \beta_i, \gamma_i$ – кути напрямних косинусів.

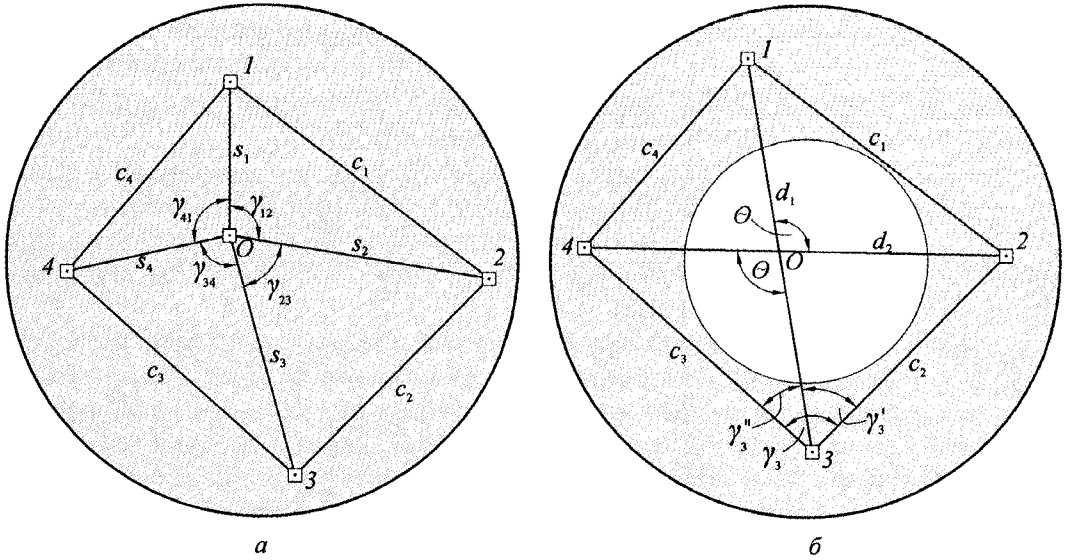


Рис. 6.32. Схема контролю перпендикулярності осей способом трилатерації:
а – з центральним пунктом; б – без центрального пункту

При відомих довжинах D_1 і D_2 похилих сторін 1-3 і 2-4 кут θ визначається за формулою

$$\cos \theta = \frac{1}{D_1 D_2} [(x_3 - x_1)(x_4 - x_2) + (y_3 - y_1)(y_4 - y_2) + (z_3 - z_1)(z_4 - z_2)].$$

Вираз у квадратних дужках, прирівняний до нуля, є відомою умовою перпендикулярності двох прямих, коли $\theta = 90^\circ$. Похибка m_θ знайденого кута визначається за формулою

$$m_\theta = \frac{\rho \sqrt{2}}{D_1 D_2 \sin \theta} \sqrt{[(x_3 - x_1)^2 + (x_4 - x_2)^2] m_x^2 + [(y_3 - y_1)^2 + (y_4 - y_2)^2] m_y^2 + [(z_3 - z_1)^2 + (z_4 - z_2)^2] m_z^2},$$

де x_i, y_i, z_i – координати вершин чотирикутника ($i = 1, 2, 3, 4$); m_x, m_y, m_z – похибки їх координат.

Якщо $m_x = m_y = m_z = m_P / \sqrt{3}$, то

$$m_\theta = \frac{\rho \sqrt{2} m_P}{\sqrt{3} D_1 D_2 \sin \theta} \sqrt{D_1^2 + D_2^2},$$

де m_P – похибка просторового положення вершин чотирикутника.

Якщо площина опорного кільця горизонтальна, то похибка

$$m_{\theta} = \frac{\rho\sqrt{2}}{d_1 d_2 \sin \theta} \sqrt{[(x_3 - x_1)^2 + (x_4 - x_2)^2]m_x^2 + [(y_3 - y_1)^2 + (y_4 - y_2)^2]m_y^2},$$

а при $\theta = 90^\circ$ та розташуванні точок на осях координат

$$m_{\theta} = \frac{\rho\sqrt{2}}{d_1 d_2} \sqrt{(d_1 m_x)^2 + (d_2 m_y)^2}.$$

Якщо координати точок визначено з похибками 0,3 мм, то при $d_1 = d_2 = 10$ м похибка кута становитиме 12,4".

Аналіз формул похибок кута свідчить, що на похилій площині кут визначається з меншою точністю, ніж на горизонтальній.

6.7.10. Вивіряння площинності

Операція визначення площинності конструкції є первинною, а всі інші характеристики положення площини (горизонтальність, паралельність і т. п.) – похідними від неї. Для визначення площинності малих деталей звичайно використовують спеціальні калібри – еталонні плити (перевірка під фарбу), контрольні лінійки (перевірка на просвіт), карусельний плоскомір та ін.

При контролі площинності великогабаритних деталей вдаються до *методу нівелювання поверхні*. Для цього на досліджуваній поверхні найчастіше будують сітку квадратів або прямокутників, а положення точок поверхні визначають просторовими координатами. Необхідно, однак, розрізняти три випадки наближеного положення конструкції при зніманні поверхні: горизонтальне, вертикальне і похиле.

У першому випадку найвищу точність вимірювань висувають до нівелювання вершин сітки квадратів, у другому – до вимірювань відхилень вершин сітки від вертикалі, у третьому – до вимірювань всіх тривимірних координат з урахуванням величини нахилу площини конструкції до горизонту. Третій випадок є загальним і найскладнішим, але він рідко застосовується на виробництві, а перший і другий – частковими, але найпростішими в реалізації і, отже, найбільш розповсюдженими.

Якщо плоский елемент розташований у горизонтальній площині, то виконують геометричне або гідростатичне нівелювання, а якщо у вертикальній, – то бокове нівелювання колімаційною площиною теодоліта. У нівельованих точках установлюють вертикально (горизонтально) нівелірну рейку перпендикулярно до референтної площини приладу.

Коли рейку встановити на точці конструкції (камері, басейні) для вимірювання вертикальності стін важко, можна ефективно скористатися *рейкою-копіром на триколісному візку* з підвісною відліковою шкалою (рис. 6.33). На рамі 3 візка змонтовано заднє робоче колесо 1 і симетричні щодо нього два передніх опорних колеса 4. На осі обертання колеса 1 на шарнірі 7 закріплено відлікову рейку (лінійку) 2 з маркувальним індексом на кінці. З лінійкою 2 жорстко з'єднаний стрижень, що несе на кінці датчик (маятник) 8 з демпфером. Для забезпечення роботи пристрою при вивірянні вертикальності й горизонтальності конструкції 6 датчик вертикалі має перемикач, що забезпечує встановлення стрижня уздовж або перпендикулярно до осі лінійки. У процесі вимірювання заднє колесо візка встановлюють по індексу лінійки

в початковій точці траси нівелювання і, протягуючи візок по характерних точках профілю, положення яких фіксується мірним тросом (рулеткою) 5, нівелюють поверхню в заданих точках, доступ до яких утруднений чи обмежений.

Таке знімання поверхні можна зробити і **лазерним сканером, цифровою фотокамерою** або **безрефлекторним тахеометром**, точність яких достатня для контролю якості зведення або деформаційних зміщень стін басейну витримки реакторів, шлюзових камер тощо. Для вивіряння площинності точного обладнання використовують автоколіматори та інтерферометри.

За результатами нівелювання визначають умовні позначки точок поверхні об'єкта. Якщо референтна площина паралельна базовим точкам плоского елемента (звичайно беруть 3-4 точки, розташовані по кутах деталі й не на одній прямій), то різниця $h_i = H_i - H_{\text{умовн.}}$ визначає неплоскостність поточної точки поверхні. Така характеристика неплоскостності умовна, але вона поширена на практиці, особливо при контролі положення плоских елементів обладнання відносно ВТЛ.

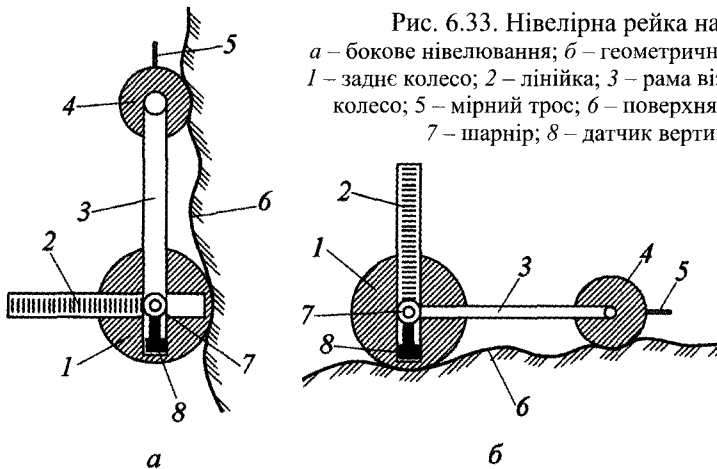


Рис. 6.33. Нівелірна рейка на візку:

a – бокове нівелювання; *б* – геометричне нівелювання;
 1 – заднє колесо; 2 – лінійка; 3 – рама візка; 4 – переднє колесо; 5 – мірний трос; 6 – поверхня конструкції;
 7 – шарнір; 8 – датчик вертикалі

При виготовленні або збиранні з готових блоків відповідальних плоских елементів обладнання (машинобудівних столів, станів для формування матеріалів – скла, листової сталі, прокату й т. ін.) для відпрацювання оптимальної технології оброблення деталей необхідно використовувати **метод оптимальної площини**, що максимально наближається до множини представницьких точок об'єкта (див. гл. 13).

6.7.11. Вивіряння кривини

Криволінійні елементи устаткування займають особливе місце в монтажному виробництві й тому піддаються ретельному контролю при виготовленні та монтажі. Для характеристики кривини обводу звичайно користуються радіусом. Якщо ж контур конструкції описується складнішою кривою (еліпсом, параболою, клотоїдою), то кривина задається точками в прямокутній або полярній системах координат, або описується рівнянням з відповідними параметрами.

Для прямого вимірювання внутрішніх діаметрів (краще радіусів) малогабаритних деталей використовують **рулетку, нутромір** з мікрометричною голівкою або індикатором.

У великогабаритних деталях радіус (діаметр) вимірюють або безпосередньо за допомогою рулетки, або одержують його непрямо зі спеціальних вимірювань, використовуючи для цього спосіб "іздця" за допомогою струни і лінійки. Для цього струну відомої довжини l добре натягують, притискують кінцями до внутрішніх стінок циліндра і за допомогою лінійки з міліметровими поділками вимірюють стрілу вигину f – відстань від стінки до струни в її середині по перпендикуляру до неї (рис. 6.34, а). Шуканий внутрішній радіус обчислюють за формулою

$$R = l^2 / 8f + f / 2. \quad (6.10)$$

Похибку радіуса одержують за формулами

$$m_R = R \sqrt{(2m_l / l)^2 + (m_f / f)^2}; \quad \frac{m_R}{R} \approx \frac{m_f}{f},$$

де m_l, m_f – похибки вимірних величин.

При $R = 6$ м, $l = 8,5$ м, $f = 1,76$ м, $m_l = 2$ мм, $m_f = 1$ мм похибка $m_R = 4,4$ мм, при цьому найбільший вплив на неї має похибка вимірювання стрілки вигину. Якщо її вимірювати нутромір з мікрометром, то похибку визначення радіуса можна зменшити до 2 мм. Практично забезпечується точність радіуса в межах 0,05-0,1%.

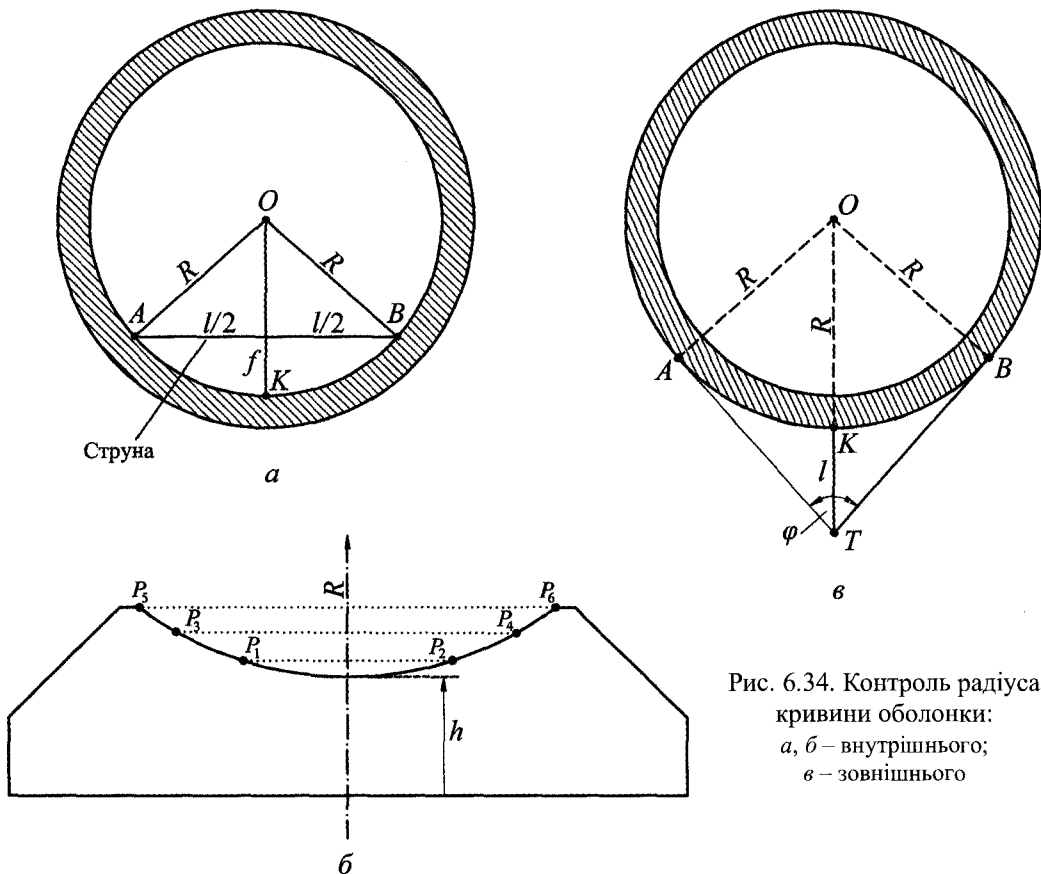


Рис. 6.34. Контроль радіуса кривини оболонки:
а, б – внутрішнього;
в – зовнішнього

Такий спосіб використовують для контролю кривини ложементів парогенератора (рис. 6.34, б). При цьому на ложементі вибирають три пари рівновіддалених точок: $P_1 - P_2, P_3 - P_4, P_5 - P_6$ і, вимірявши нівелюванням для них стрілки вигину f_{12}, f_{34}, f_{56} , за формулою (6.10) обчислюють три значення радіуса R_{12}, R_{34}, R_{56} , за якими знаходять середнє значення та оцінюють якість форми ложемента, яка має відповідати кривині циліндра парогенератора. Якщо додатково в нівелювання включити точки підстави ложемента, то можна визначити відстань h від підстави до нижньої точки ложемента, яку включають у висотний розмірний ланцюг обладнання 1-го контуру реактора АЕС.

Зовнішній радіус (діаметр) циліндричної оболонки (рис. 6.34, в) можна одержати з вимірювань теодолітом кута φ і відстані l від теодоліта в напрямі бісектриси до точки K оболонки. Цей радіус буде таким:

$$R = l \frac{\sin \varphi / 2}{1 - \sin \varphi / 2}.$$

Вимірювання контролюють повторними спостереженнями з інших точок, наприклад, розташованих на взаємно перпендикулярних осях. Похибку радіуса обчислюють за формулою

$$m_R = \frac{\sqrt{(m_l \sin \varphi / 2)^2 + (l \cos \varphi / 2 m_\varphi / \rho)^2}}{1 - \sin \varphi / 2},$$

де m_l, m_φ – похибки виміряних величин.

При вимірюванні кута φ теодолітом у точці K та хорди $AB = l$, наприклад, на рейці кругового крана, радіус становить:

$$R = \frac{l}{2 \cos \varphi / 2},$$

а його похибка –

$$\frac{m_R}{R} = \sqrt{\left(\frac{m_l}{l}\right)^2 + \left(\frac{1}{2} \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2} \frac{m_\varphi}{\rho}\right)^2}.$$

Якщо $R = 24$; $l = 20$; $m_l = 0,001$ м і $\varphi = 150^\circ$; $m_\varphi = 5''$, то $m_R / R = 1/14\,800$ або $m_R = 1,6$; $m_D = 2,3$; $\Delta_D = 4,6$ мм (останнє значення – це гранична похибка діаметра колового крану при допуску 4 мм).

Зовнішній діаметр також вимірюють **способом обкочування** циліндричної конструкції мірним роликом, наприклад, під час роботи обертової печі, що відповідає робочому стану деталей. Мірний ролик вводиться в контакт із поверхнею деталі (корпуса печі, опорного ролика) і він обертається разом з нею. Якщо такого контакту ролика з поверхнею деталі немає, шуканий діаметр обчислюють за формулою $D = (n_2 / n_1) d$; тут d – діаметр мірного ролика; n_1, n_2 – кількість обертів обмірюваної деталі й мірного ролика за час вимірювань.

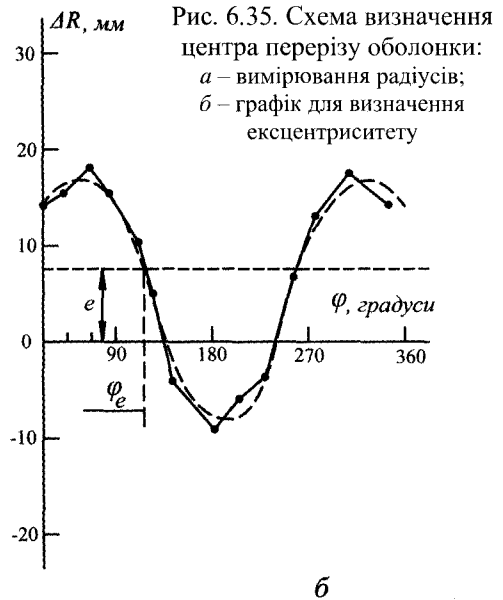
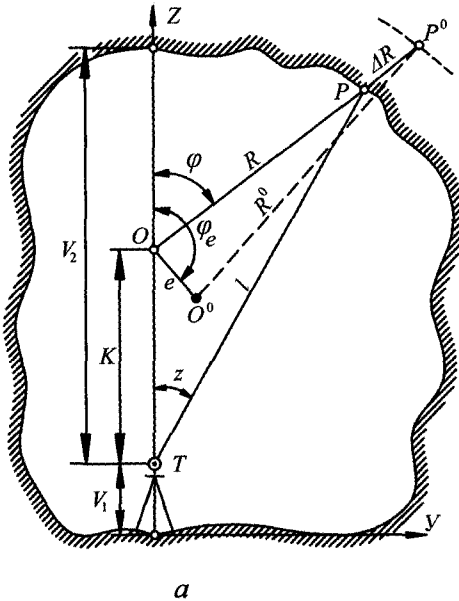
Аналогом цього способу є **спосіб оперізування** деталі рулеткою. За довжиною кола обчислюють діаметр $D = 0,31831L$.

При контролі якості циліндричних і конічних оболонок обладнання (цементних печей, колон синтезу та ін.) необхідно визначати **центр перерізу**. Для деформованих конструкцій (унаслідок порушень технології виготовлення, транспортування і теплового режиму при експлуатації) цю задачу вирішують вимірюванням радіусів перерізу в різних напрямках. У великогабаритних оболонках радіуси вимірюють металевою рулеткою, прикріпленою до телескопічної штанги, точною лазерною рулеткою типу DISTO™ pro⁴а Leica або електронним тахеометром (з використанням рефлектора, катафотової плівки) способом полярних координат або прямою кутовою засічкою).

Схему процесу вимірювань наведено на рис. 6.35, а. За вимірами горизонтального і вертикального діаметрів перерізу визначають приблизно його центр O , встановлюють теодоліт, вимірюють його висоту V_1 та відстань V_2 до верхньої точки оболонки. Зорієнтувавши теодоліт у площині перерізу, вибирають ряд точок P , вимірюючи на них зенітний кут z і похилу відстань l . Шуканий радіус R та умовний азимут φ радіуса, відлічуваний від зенітної вертикалі за ходом годинникової стрілки від 0 до 360° , обчислюють за формулами

$$R = \sqrt{k^2 + l^2 - 2kl \cos z}; \quad k = (V_2 - V_1)/2; \quad \sin \delta = \frac{l}{R} \sin z; \quad \varphi = 180^\circ \pm \delta,$$

де k, δ – допоміжні величини.



В останній формулі знак “плюс” беруть для лівої частини перерізу, а знак “мінус” – для правої. Потім за різницею $\Delta R = R^0 - R$, де R^0 – нормативне значення радіуса перерізу, та кутом φ будують графік (рис. 6.35, б), за яким визначають кутовий φ_e і лінійний e елементи ексцентриситету для редукції центра O в оптимальне положення O^0 . Відхилення $\Delta R = R^0 - R'$ нормативного радіуса від оптимального і координати центра O^0 перерізу будуть такими:

$$\Delta R = R^0 - \sqrt{R^2 + e^2 - 2Re \cos(\varphi_e - \varphi)}; \quad Z_{O0} = V_1 + k + e \cos \varphi_e; \quad Y_{O0} = e \sin \varphi_e,$$

за якими його фіксують у натурі. Аналітичний спосіб вирішення цієї задачі описано в п.13.2.2.

Точність визначення центра перерізу залежить від кількості репрезентативних точок. Звичайно їх беруть від 16-ти до 24-х і розподіляють рівномірно по всьому контуру перерізу.

Для вимірювання похилих відстаней у корпусах обертових печей діаметром 5-7 м на виробництві можна застосовувати безрефлекторний тахеометр або теодоліт, лазерну рулетку, рефлекторний електронний тахеометр, що дозволяють визначити просторові координати точок обичайки, а потім, після опрацювання цих даних, визначити параметри площини перерізу та її положення відносно осі циліндра. В окремих випадках для дистанційного координування точок можна скористатися і просторовою прямою кутовою засічкою, виконаною одним лазерним і одним простим теодолітом, точки стояння яких повинні забезпечити ефективний базис засічки. Стійке положення штативів забезпечують магнітними башмаками з фіксаторами для ніжок. Результати опрацьовують за відомою методикою, одержуючи двічі позначку точки. Якщо лазерного теодоліта немає, в контрольних точках наклеюють білі марки у формі кружечка з точкою в центрі.

Діаметри перерізу в процесі роботи обладнання, наприклад, в обертових печах, вимірюють широкодіапазонним індикатором, ніжка якого за допомогою підпружиненого штока з опорним роликом має постійний контакт з контрольною поверхнею циліндра конструкції (рис. 6.36, а). Зазвичай використовують два індикатори, що дозволяє вимірювати горизонтальні й вертикальні коливання контуру перерізу. Індикатор встановлюють на опорі впритул з обладнанням, хоча це пов'язано з деякими труднощами.

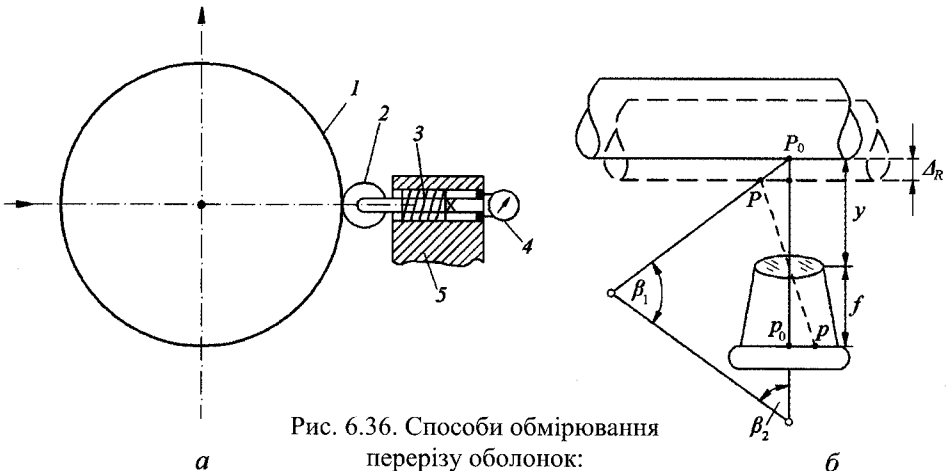


Рис. 6.36. Способи обмірювання перерізу оболонок:

а – контактний; б – безконтактний;

1 – обертовий циліндр; 2 – опорний ролик; 3 – пружина; 4 – індикатор; 5 – опора

Для **безконтактного вимірювання** геометричних параметрів перерізу можна використати **лазерний теодоліт і цифрову фото- або кінокамеру** (рис. 6.36, б), встановлювані на невеликому віддаленні від об'єкта. Лазерним променем на

оболонці маркують точку P_0 , яку фотографують камерою, встановленою в площині перерізу. У результаті на знімку одержують точку p_0 . Оскільки лазерний промінь формує з площиною перерізу деякий кут γ , то при радіальному зміщенні оболонки на величину Δ_R він викликає світіння іншої точки P , яка зображується на знімку в точці p . У результаті безперервного фотографування на знімку фіксується система точок $p_i (i=1,2,\dots,n)$, змішених по ординаті на величину $l_i = p_i - p_0$ відносно початкової точки p_0 , що дозволяє визначити зміщення оболонки по радіусу відносно осі обертання за формулою

$$\Delta_{R_i} = \frac{y}{f \tan \gamma} l_i = M l_i; \quad \gamma = 180^\circ - (\beta_1 + \beta_2),$$

де f – фокусна відстань кінокамери; y – віддалення кінокамери від об'єкта;

$M = \frac{y}{f \tan \gamma}$ – масштабний множник як постійна величина для даної станції вимірювань; β_1, β_2 – виміряні кути. Знак зміни радіуса залежить від знака зміщення l відносно вертикальної лінії координатної сітки фотокамери, суміщеної з початковою точкою p_0 .

Для забезпечення вищої точності вимірювань цим способом необхідно якомога більше зменшувати віддалення камери від об'єкта і брати кут $\gamma = 60-75^\circ$. Тоді при $y = 10$ м (множник $M \approx 50$) та похибці вимірювання відхилень на знімку $m_l = 0,02$ мм похибка зміни радіуса $\Delta_R = 1$ мм. При інших умовах похибка може зрости до 3 мм.

При опрацюванні результатів вимірювань зовнішніх діаметрів варто мати на увазі, що відхилення Δ_R не є абсолютними, оскільки вони отримані відносно деякого умовного перерізу радіусом R_m , величина якого невідома. Якщо ж його одержати яким-небудь іншим способом, то виміряні радіуси перерізів будуть $R = R_m + \Delta_R$. Більше того, за результатами фіксування зміни радіуса оболонки на знімку можна провести зонування ділянок оболонки за ступенем її деформації, визначити елементи ексцентриситету й оцінити геометрію оболонки та її придатність для подальшої експлуатації. Способи контролю кривини поверхонь розглядаються в гл.13.

Контроль розмірів і форми можна оперативнo здійснювати за допомогою *лазерних сканерів* типу FARO Laser Traker XI та FARO FOCUS, які забезпечують координування точок поверхні об'єкта на відстанях 70 і 120 м у режимі 3D.

Високоточний FARO Laser Traker (рис. 6.37) масою до 20 кг здебільшого використовується у машино-, літако- і суднобудуванні як промислова вимірювальна система. Діапазон розгортання лазерного променя становить від 70° до -50° у вертикальній площині і 360° – у горизонтальній. Максимальна кутова швидкість обертання труби сканера $180^\circ/\text{с}$, роздільність 0,5 мкм, кутова точність 18 мкм + 3 мкм/м, лінійна – 10 мкм + 0,4 мкм/м. Висока точність вимірювань забезпечується внаслідок калібрування приладу інтерферометром та врахування впливу зовнішніх факторів, зокрема температури в робочому діапазоні від -15 до 50°C .

Основні блоки сканера: вимірювальна головка, контролер, переносні рефлектори і пульт дистанційного керування. Програмне забезпечення приладу використовується для контролю процесу знімання та аналізу сканів, їх опрацювання до отримання зображень об'єкта, розпізнавання характерних його точок, контролю їх проектного положення тощо. В окремих випадках для координування на точках об'єкта встановлюють трипель-призмові рефлекторні марки.



Рис.6.37. Високоточний FARO Laser Tracker

Для контролю вимірювання відстаней в режимі інтерферометра застосовується горизонтальна масштабна лінійка (аналогічно паралактичному методу) або базисна лінія, закріплена на пілонах зі створними пунктами на відстанях 2, 5, 10, 20 і 30 м. Практична точність ідентифікації точки об'єкта не перевищує 0,1 мм, що надзвичайно важливо для забезпечення геометричної точності в машинобудуванні.

У сканері *FARO FOCUS* кут огляду труби сканера становить 305° по вертикалі і 360° по горизонталі. Максимальна швидкість сканування 5,82 об/хв. Потужність лазера 20 мВ, довжина хвилі 905 нм, розбіжність променя $30''$, діаметр на виході 3,8 мм. Прилад має датчик контролю вертикальності осі обертання труби з похибкою до 1' в діапазоні до $\pm 5^\circ$. Точність вимірювань не перевищує 2 мм і залежить від ступеня чистоти й відбивної здатності поверхні об'єкта. Кольорове зображення об'єкта записується на карту ємністю 32 Гб.

Живлення приладу – батарея 14,4 В, тривалість заряду 5 год., діапазон робочих температур $5-40^\circ\text{C}$, допустима вологість 95%. Маса приладу 5 кг, габарити $240 \times 200 \times 100$ мм.

Завдяки координуванню сканерами множини точок поверхні об'єкта в умовній системі на станції отримують просторову модель об'єкта в межах огляду приладу. В умовах обмеженого огляду для знімання великих об'єктів використовують дві або більше станцій, які можуть формувати замкнутий полігонометричний хід. Взаємне положення пунктів бази або ходу можна визначати безпосередньо за допомогою сканера способом наведення або сканування в умовній системі відносно першого або іншого пункту, взятого за вихідний. Для отримання координат пунктів у системі координат майданчика їх прив'язують до відповідних пунктів геодезичної мережі.

На практиці іноді використовують метод прив'язки сканерних знімків за допомогою опорних точок об'єкта, маркованих на ньому і прив'язаних у просторі до пунктів геодезичної мережі майданчика.

При контролі монтажних робіт у судно- та літакобудуванні опорні сторони суміщують зі сторонами монтажною сітки. Визначення геометричних параметрів об'єкта ведеться на його моделі з використанням спеціального програмного забезпечення.

Крім контролю форми складних поверхонь, сканерами можна перевіряти прямолінійність, паралельність, площинність будівельних і механічних конструкцій.

Глава 7. ТЕХНОЛОГІЧНІ ЗАСАДИ ГЕОДЕЗИЧНОГО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ БУДІВНИЦТВА ІНЖЕНЕРНИХ СПОРУД

7.1. Розмічування головних та основних осей споруд

Головними осями будівлі або споруди є осі симетрії, а основними – лінії, що визначають їх контури у плані.

Для правильної організації геодезичних робіт необхідно вивчити креслення об'єкта, що будується, перевірити взаємне ув'язування розмірів, координат і позначок у кресленнях, які використовуються для розмічування, і при необхідності скласти додатково розмічувальне креслення (схему). При цьому відсутні для геодезичних побудов розміри і позначки встановлюють аналітично. Графічне визначення розмірів і позначок допускається, як виняток, при будівництві тимчасових будівель і споруд.

Конфігурація будівель і споруд визначає їх форму і кількість головних та основних осей, що підлягають перенесенню в натуру. На рис. 7.1 зображено найпоширеніші випадки розмічування осей. Головні осі розмічують переважно в будівлях, що мають складну форму й великі розміри, а також у випадку, коли група будівель тісно пов'язана між собою технологічно.

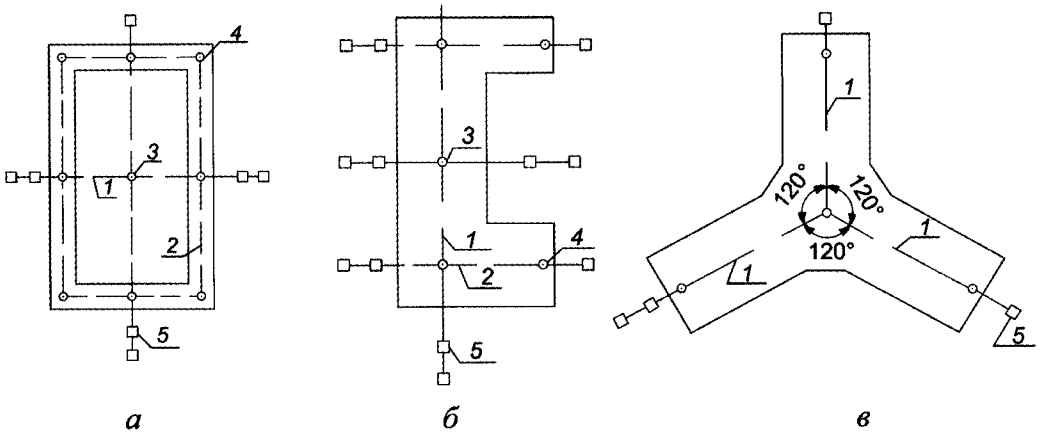


Рис. 7.1. Головні та основні осі у спорудах :

а – прямокутних; *б* – П-подібних; *в* – леєрних;

1, 2 – головні та основні осі; 3, 4 – пункти закріплення головних і основних осей на споруді;
5 – поза нею

Початковими проектними даними для розмічування головних та основних осей будівель і споруд служать генеральний план будівельного майданчика, будівельні робочі і розмічувальні креслення. При розмічуванні головні й основні осі задають двома-трьома точками, які переносять у натуру від пунктів планової розмічувальної мережі. Взаємне положення головних або основних осей визначають з більшою точністю, ніж положення пунктів розмічувальної мережі. Тому на практиці найчастіше переносять у натуру тільки одну вісь, від якої розмічують інші. При цьому передусім контролюється розміщення споруди.

Головні та основні розмічувальні осі будівель і споруд закріплюють на місцевості постійними й тимчасовими знаками (зазвичай по два з кожного боку). Постійні знаки закріплення осей мають бути довготривалими, забезпечувати безперешкодне ведення будівельно-монтажних робіт, можливість використання їх для геодезичних вимірювань у будь-який період будівництва, особливо до завершення нульового циклу, бути стабільними в плані та по висоті.

Найпоширеніші конструкції постійних знаків показано на рис. 7.2. Для цього використовуються обрізки металевих труб діаметром 50-100 мм або рейок, у нижній частині яких приварюють якір. У верхній частині знака приварюють металеву квадратну пластину розміром $150 \times 150 \times 10$ або $200 \times 200 \times 10$ мм, на якій кернується розмічувана і особливо відредукована у проектне положення точка. Знак бетонують у свердловині діаметром 250-300 мм і навколо нього будують захисну огорожу.

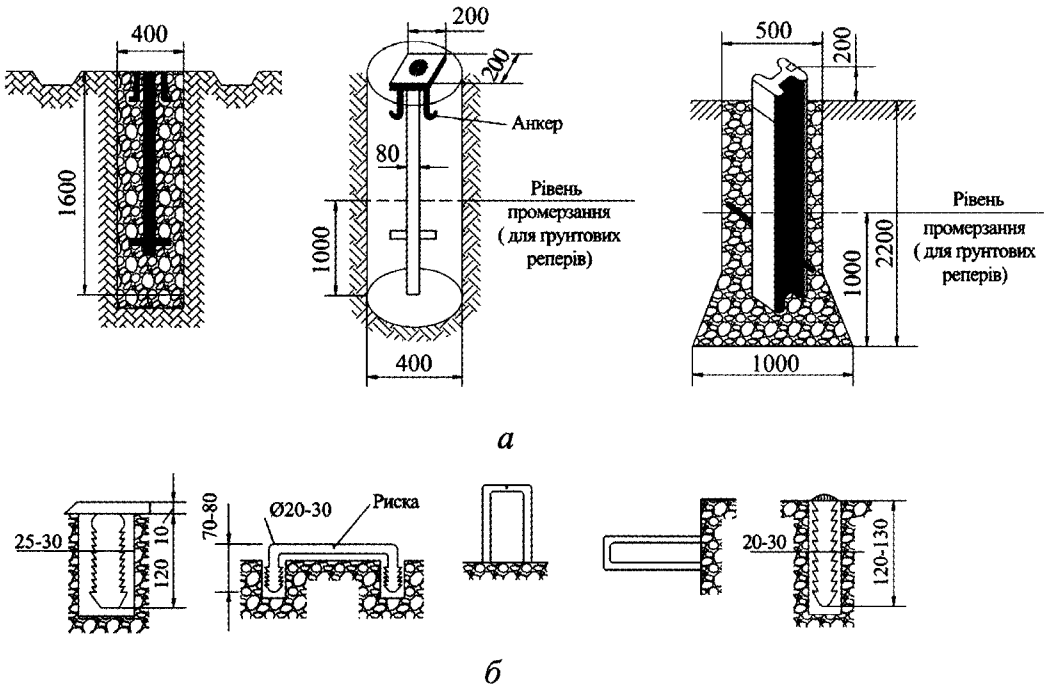


Рис. 7.2. Геодезичні знаки для закріплення осей споруд:

a – головних і основних; *б* – розмічувальних

Для зменшення кількості постійних ґрунтових знаків доцільно використовувати осьові риски, нанесені фарбою на стінах прилеглих капітальних будівель і споруд, цоколях споруд, що зводяться, тощо. Для закріплення осей на об'єктах (фундаменті, цоколі, перекритті і т. п.) застосовують закладні пластини (плашки), скоби, металеві стрижні, замонолічені в бетонні, цегляні й дерев'яні конструкції.

Тимчасові знаки (арматурні стрижні, обрізки труб, дерев'яні кілочки) використовують для закріплення тимчасових робочих точок, проміжних точок робочих створів тощо.

Точність розмічування головних та основних осей і детального розмічування споруд встановлено ДБН В.1.3-2:2010. Її обирають залежно від висоти споруд та їх

конструктивних рішень, способів виконання з'єднання конструкцій тощо. Допустимі відносні скп розмічування осей споруд становлять 1:10 000, 1:5 000, 1:2 000 відповідно для металевих, залізобетонних і кам'яних споруд. Для будівництва особливо складних і унікальних об'єктів, а також будівель вище 16-ти поверхів складають проекти виконання геодезичних робіт (ПВГР), в яких додатково відповідно до вимог ДБН А.3.1-5:2009 з організації будівельного виробництва та складання проектів виконання робіт обґрунтовують вибір методів геодезичних побудов, встановлюють послідовність їх виконання, способи врівноваження складного розмічування і місця контрольних вимірювань (див. гл. 14). Найважливішими елементами при складанні ПВГР є технологічні карти на окремі геодезичні процеси, типізація і стандартизація геодезичних знаків та норми виробітку (для планування термінів виконання робіт, кількості робочого персоналу, кваліфікації виконавців і т. п.).

Головні осі лінійних споруд (автошляхів, залізниць, підвісних доріг, каналів, магістральних трубопроводів і ЛЕП, колекторів і трубопроводів каналізації, водо- і газопостачання, теплофікації, заводських технологічних трубопроводів і т. п.) розмічують з відносною похибкою 1:2 000 на основі полігонометричних (теодолітних) ходів, будівельної сітки та висотної геодезичної мережі місцевості або об'єкта.

На місцевість переносять і закріплюють постійними знаками початковий, кінцевий і проміжні пікети траси, вершини кутів повороту кривих, головні точки кривих (ПК, СК, КК). Крім того, такі пункти обов'язково прив'язують до твердих місцевих предметів або до спеціальних постійних знаків-виносок, розташованих на продовженні прямих, на бісектрисі чи на поперечниках поза зоною будівельних робіт. При перетині трасами інженерних комунікацій водотоків, ярів і т. п. на кожному березі встановлюють по два постійних знаки, що закріплюють вісь траси.

Проміжні точки закріплюють пунктами-виносками через кожних 100-200 м по обидві сторони від осі траси залежно від виду споруди, технології робіт і повноти геодезичного контролю в процесі будівництва. Особливу увагу приділяють розмічуванню кривих (див. гл. 5). На пунктах-виносках виписують відстані по створу поперечника до характерних точок споруди – осі траси, брівки або кромки земляного полотна і т. д. Спеціальними стовпам-маяками закріплюють точки перетину трас з існуючими підземними комунікаціями.

Для перевірки правильності перенесення проекту в натуру всі точки включають у полігонометричний (теодолітний) хід і порівнюють фактичні координати з проектними. При недопустимому розходженні між ними проводять корегування (редукцію).

При виконанні нівелірних робіт на трасі визначають позначки всіх постійних знаків та стійких місцевих предметів, розташованих один від одного не більше ніж через 1 км, а також позначки робочих реперів, розташованих через 200-400 м.

Точність нівелювання визначають залежно від виду споруди: на колекторах і каналах – III клас, у самоплинній каналізації, на класних залізницях і автомобільних дорогах – IV клас, на інших – технічне нівелювання. Передача позначок з реперів на точки споруд ведеться технічним нівелюванням. Правильність винесення контролюється прокладанням нівелірного ходу між постійними реперами.

7.2. Детальні геодезичні розмічувальні роботи

7.2.1. Точність робіт

Детальне розмічування проводиться на основі винесених головних осей споруди відповідно до стадій будівельно-монтажних робіт: для виконання земляних робіт, зведення фундаментів і комунікацій, будівництва надземної частини будівель і споруд та монтажу технологічного устаткування. Безпосередньо перед початком розмічувальних робіт виконавець контрольними вимірюваннями перевіряє непорушність геодезичних знаків, що закріплюють основу розмічувальних робіт – пункти закріплення головних осей, будівельної сітки тощо.

Точність детального розмічування залежить від типу і призначення споруд, матеріалу конструкцій, технології їх зведення. Вимагається, щоб граничні похибки геодезичних вимірювань при розмічуванні та контролі точності положення конструктивних елементів здебільшого не перевищували 33 % величини допуску на будівельні й монтажні роботи (табл. 7.1). Похибки у плановому положенні конструкцій розглядають відносно розмічувальних осей, а у висотному – стосовно найближчих робочих реперів. При цьому прагнуть витримати задане в проекті взаємне як планове, так і висотне положення осей та конструктивних елементів споруд.

Таблиця 7.1

Основні величини граничних похибок розмічування споруд та їх конструкцій

Типи споруд	Похибки, мм
Земляні	
- розмічування осей та контурів споруди	20-30
- перенесення в натуру проектних позначок	10
Бетонні та залізобетонні	
- розмічування осей та контурів фундаментів	3-5
- передача проектних позначок на окремі горизонти фундаментів	3-4
- розмічування осей закладних деталей, колон, опор підкранових рейок	2-3
- перенесення в натуру проектних позначок опорних площин будівельних конструкцій та обладнання	1-2
Монтаж будівельних конструкцій та обладнання	
- планово-висотне вивіряння будівельних конструкцій	2-3
- планово-висотне вивіряння типового обладнання	1-2
- планово-висотне вивіряння прецизійного обладнання і напрямних шляхів	0,2-1
- планово-висотне вивіряння унікального обладнання	0,05-0,2

7.2.2. Розмічування осей споруд

Для детального розмічування осей будівель роблять обнесення – огорожу з вертикальних стовпів заввишки 0,5-1,2 м над рівнем землі та прикріплених до них горизонтальних і паралельних до осей споруди дощок. Обнесення розташовують на відстані 3-5 м від котловану, щоб не заважати виконанню будівельних робіт нульового циклу (рис. 7.3). Воно буває *суцільним* і *розрідженим*. В умовах масового будівництва застосовується розріджене обнесення, яке споруджується окремими ланками у відповідальних місцях. Найпростішим варіантом розрідженого обнесення є створ, закріплений стовпами на кінцях осі. На косогорах обнесення влаштовують з уступами.

Верхній рівень обнесення доцільно розташовувати на відстані цілої кількості метрів над рівнем котловану, чим забезпечується простота контролю земляних робіт. Іноді для забезпечення стабільності обнесення його будують після підготовки котловану.

Для закріплення осей споруди на обнесенні теодоліт встановлюють в одній з точок головної осі та орієнтують по ній, наприклад, по лінії *I-IV*. Потім трубою теодоліта задають створ осі і закріплюють її цвяхами на верхніх ребрах дощок обнесення: спочатку точку *4'*, а потім, після повороту труби через зеніт, точку *1'*. Далі, відклавши теодолітом кут 90° , аналогічно фіксують на обнесенні вісь *2''-1''*. При цьому всі побудови теодолітом проводять при двох положеннях круга, щоразу намічаючи точку, і при допустимому розходженні між ними фіксують середню точку. Тепер по дошках обнесення відкладають рулеткою відстані *a* і *b* та фіксують точки *2', 3'* і *3'', 4''*. Користуючись лініями *2' - 3'* і *3'' - 4''* як створами, зносять на землю точку *III* і вимірюють на ній теодолітом контрольний кут *2' - III - 4''*, який має дорівнювати проектному. Залежно від точності розмічування відхилення кута від проектного значення не повинно перевищувати 10-30". Після цього розмічують всі проміжні осі.

Остаточне положення осей фіксують цвяхами, обводять олійною фарбою і підписують їх номери. Незалежно від виду обнесення повинно задовольняти такі вимоги: сторони його повинні бути паралельні поздовжнім і поперечним осям споруди, а дошки – прямолінійними і горизонтальними. Ступінь дотримання цих вимог залежить від точності розмічування осей. При заданій відносній скп $1/T$ детального розмічування осей похибка кожного фактора вимірювань на обнесенні, зокрема лінійних вимірювань, не повинна перевищувати $1/T\sqrt{3}$. Тому кут непаралельності обнесення осям споруди не може перевищувати величину $\theta \leq 1,1\rho/\sqrt{T}$, непрямолінійність (нестворність) дощок $\varepsilon_c \leq 0,55l/\sqrt{T}$ для осі довжиною *l* та їх негоризонтальність при відстані *c* між стовпами $\varepsilon_r \leq 1,1c/\sqrt{T}$. Так, для $T = 25\,000$,

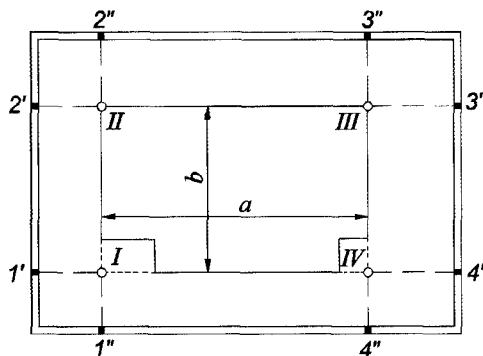


Рис. 7.3. Побудова обнесення

$l = 20$ м, $c = 6$ м вказані вище величини дорівнюють відповідно: 13', 4 і 2 см. Звідси випливає необхідність розмічування стовпів обнесення теодолітом, а контролю висотного положення дощок – нівеліром.

Для контролю непорушності обнесення в процесі будівництва основні осі додатково закріплюють ґрунтовими знаками, які розташовуються під точками закріплення осей на обнесенні. Контроль проводиться виском.

Розмічування оформлюють актом, до якого прикладають схему розміщення і закріплення осей, включаючи початкові пункти геодезичної основи і результати контрольних вимірів.

7.3. Геодезичне забезпечення земляних робіт

Геодезичне забезпечення зводиться до розмічування та контролю виробки котловану для будівництва будинків, споруд, насипів, виїмок при спорудженні доріг і каналів, траншей для укладання трубопроводів і кабелів.

Детальне розмічування котловану проводять на основі осей споруд або обнесення, до яких прив'язується його нижній і верхній контури. Для цього використовують спосіб створної засічки (теодолітом, лазером, тросом). Розмічування котлованів округлої форми починають з центра кола, координати якого беруть з проектного плану і переносять в природу одним з відомих способів.

Для перевірки глибини виїмки і підрахунку об'єму виїнятого ґрунту до початку робіт на поверхні землі розмічують і нівелюють сітку квадратів, прямокутників та інших фігур. Сітку прив'язують до основних осей споруди. В міру поглиблення котловану рівень виїмки контролюється від робочих реперів (не менше двох). Якщо готують глибокі котловани, то робочі реperi закладають у нижній частині укосів. Позначку в котлован передають тригонометричним або геометричним нівелюванням з використанням тахеометра, нівеліра, лазерної або сталеві рулеток. Іноді для вивчення деформації (підняття) дна котловану, яке відбувається внаслідок зняття побутового навантаження виїнятого ґрунту, до розроблення котловану у спеціально пробурених свердловинах закладають і нівелюють глибинні марки.

Залежно від виду будівельних машин котловани завжди розробляють з недобором 0,1-0,2 м. Дно зачищають бульдозером або вручну. Допустиме відхилення фактичних позначок дна від проектних не повинно перевищувати ± 50 мм. Після всього роблять виконавче нівелювання і визначають об'єм виїнятого ґрунту.

7.4. Геодезичні роботи при будівництві фундаментів споруд

За технологією будівництва розрізняють монолітні, збірні та палеві фундаменти. При зведенні монолітних фундаментів спочатку переносять у котлован їхні осі від обнесення, а потім на їх основі розмічують контур розміщення внутрішніх граней опалубки. У великих фундаментах опалубку розмічають безпосередньо від обнесення. При цьому використовують ідентичні точки обнесення й методом прямокутної створної засічки отримують контурні точки, які закріплюють кілочками або штирями. На малих об'єктах осі зносять за допомогою дротин або волосіні, навішених на дошки обнесення, на великих – теодолітами, встановленими над

точками обнесення і орієнтованими по своїх осях. Якщо застосовують дротини, тоді точки їх перетину зносять на дно котловану виском, а якщо теодоліт, то їх визначають на перетині створів, знесених на дно котловану.

Низ фундаменту, характерні виступи і його верх контролюють нівеліром від робочих реперів. Позначку рівня заповнення опалубки бетоном фіксують цвяхами або кольоровим олівцем на внутрішній стінці опалубки. Унаслідок усадки бетону рівень фундаменту дещо знижується, що іноді враховують у позначці опорної поверхні. На практиці найчастіше фактичну позначку бетону трохи понижують для того, щоб потім підняти його під металеву опорну плиту. Цей спосіб застосовується при зведенні фундаментів під технологічне обладнання і під колони з фрезерованими башмаками.

Для кріплення до фундаментів технологічного устаткування в них закладають фундаментні (анкерні) болти. Контроль планово-висотного положення анкерних болтів – відповідальний елемент геодезичного забезпечення будівництва. Для правильного розміщення болтів у тілі фундаменту використовують шаблон або кондуктор, який являє собою плоску жорстку дерев'яну або металеву раму з гніздами для кріплення болтів (рис. 7.4). На раму наносять поздовжні і поперечні риски, за допомогою яких її суміщують на опалубці з осями фундаменту і так закріплюють. Для забезпечення вертикальності болтів їх вивіряють і приварюють до арматури фундаменту. Після бетонування контролюють непорушність опалубки й анкерних болтів та складають виконавчу схему їх планово-висотного положення. Всі виправлення проводять до затвердіння бетону.

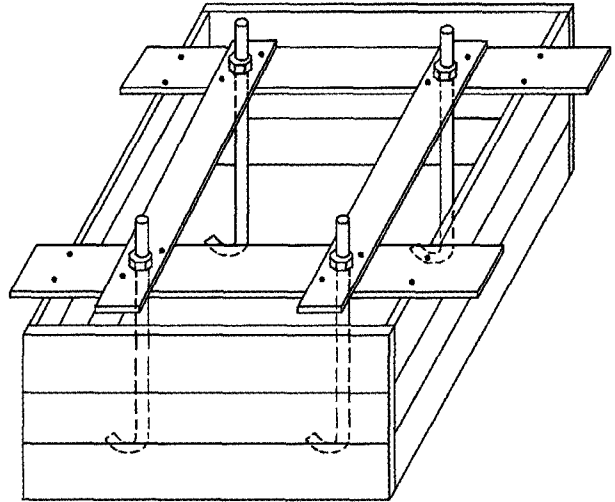


Рис. 7.4. Закріплення анкерних болтів в опалубці

Останніми роками анкерні болти почали розміщувати у залишені при бетонуванні фундаменту колодязі, які після встановлення, вивіряння і кріплення болтів заливають сумішню цементного розчину та епоксидного клею. Інша різновидність цього методу – буріння таких колодязів у готовому фундаменті.

При зведенні збірних фундаментів укладання починають з рогових (маякових) блоків. Для цього на дно котловану зносять з обнесення контур або вісь фундаменту і по грані блока або його осі укладають проміжні блоки. Укладання блоків зручно контролювати за допомогою лазерних приладів. Для співвісного розміщення блоків стрічкового фундаменту зручно користуватися П-подібним шаблоном із сантиметровою шкалою та осью рисою, який укладається зверху на блок. Після закінчення укладання верхню частину фундаменту нівелюють і вирівнюють монтажний горизонт для укладання плит перекриття. Допустимі відхилення елементів фундаментів від проектного положення наведено в табл. 7.2.

Допустимі відхилення при зведенні фундаментів

Вид відхилень у положенні елементів конструкцій	Значення відхилення, мм
Зміщення осей опалубки під фундаменти - від проектного положення - від стін і колон - від фундаментів під сталеві конструкції	± 15 ± 8 $1,1\sqrt{L}$, де L – довжина прогону або конструкції, м
Відхилення від вертикалі або від проектного нахилу площин опалубки і ліній їх перетину: - на 1 м висоті - на висоту конструкції фундаментів	± 5 ± 20
Поверхня фундаменту для опирання башмаків сталевих колон: - по висоті - по ухилу	± 5 1/1000
Верхня площина сталеві опорної плити фундаменту під фрезеровані підшви колон: - по висоті - по ухилу	$\pm 1,5$ 1/1500
Зміщення анкерних болтів у плані: - розташованих усередині контуру опори конструкції - розташованих поза контуром опори конструкції	± 5 ± 10
Відхилення позначки верхнього торця анкерного болта від проектної	+ 20; -0

При зведенні фундаментів типу “стакан” під залізобетонні колони наприкінці робіт наносять чотири осьові риски по краях стакана, визначають позначки чотирьох рогів і його дна або величину відхилення позначок від проектних. На схемі виконавчого знімання показують положення стінок від осьових рисок (рис. 7.5).

При облаштуванні палевих фундаментів їх планове положення розмічують на основі осей будівлі або споруди і плану палевого поля, користуючись способом створно-лінійної побудови, створної або кутової засічок. Центри паль закріплюють тимчасовими дерев'яними кілочками або металевими штирями. Для контролю висотного положення під час занурення паль їх розмічують рисками через 1 м від вістря до оголовка. Після занурення паль на оголовки виносять позначки низу ростверка, по яких палі зрізають. На завершення проводять виконавче знімання поля паль і складають виконавчу схему, на якій показують відхилення центрів паль від проектного положення в плані та позначки верху зрізаних паль.

Допустимі відхилення паль, оболонок і шпунтів діаметром до 60 см та завдовжки до 20 м від проектного положення не повинні перевищувати: для ряду і куща паль (0,20-0,30) D , для поля паль – не більше 0,40 D , для оболонок діаметром 60-200 см – не більше ніж (0,40-0,50) D , для оболонок діаметром понад 200 см – не більше 0,60 D , де D – діаметр або розмір перерізу палі (оболонки) у метрах (для паль і оболонок завдовжки понад 20 м допустимі похибки встановлюються проектом). Допустиме відхилення верху зрізаної палі по висоті не повинно перевищувати 20 мм.



Рис. 7.5. Виконавче знімання фундаментів колон

При нівелюванні фундаментів під металеві колони визначають позначки поверхні бетону, головок анкерних болтів та інших закладних деталей. У ряді випадків проектну позначку виносять на анкерні болти і закріплюють фарбою. У практиці будівництва висотних споруд металеві колони встановлюють на сталеві плити, які нівелюють зверху в чотирьох-п'ятьох точках (на рогах і в середині) залежно від розмірів плит. Відліки по рейці при нівелюванні беруть з точністю до 0,2 мм. При попередньому встановленні плит користуються проектними позначками їх верху, відміченими на анкерних болтах. Для контролю вирівнювання плит застосовують оптичний квадрант КО-10 або машинобудівний рівень з ціною поділки 20-40".

7.5. Геодезичні роботи при зведенні панельних будівель

Панелі будинків монтуються після зведення перекриття першого поверху. Монтажу панелей чергового поверху передують підготовчі геодезичні роботи: передача і закріплення на перекритті основних і міжсекційних осей, розмічування місць встановлення стінових панелей, визначення монтажного горизонту. Передавання основних осей здійснюється методом похилого або вертикального проєціювання (див. гл. 5).

При похилому проєціюванні використовують головні або основні осі будівлі, закріплені зовні споруди на відстані не менше півтори її висоти. Теодоліт центрують над осьовим пунктом, що закріплює відповідну вісь, і орієнтують його по осьовій рисці, нанесеній на цокольні частині будівлі (рис. 7.6, а). Осьову точку похилим променем проєціюють на перекриття при двох положеннях труби і фіксують середню точку. Здійснивши таким чином винесення другої головної осі, отримують на перекритті точку перетину головних осей, яка береться за вихідну для розмічування на монтажному горизонті основних і детальних осей споруди.

На основі прямокутника основних осей промірами рулеткою розмічують міжсекційні осі, які фіксують керном на металевих пластинах або бетоні. Для закріплення осей ефективною алюмінієві диски з хрестоподібними марками, що прикріплюються до бетону перекриття за допомогою швидкотвердіючого клею типу "Секунда"). Потім за основними і міжсекційними осями проводять розмітку місць установки стінних панелей. При масовому будівництві для спрощення детального розмічування виготовляють шаблон – металеву стрічку (рулетку) з фіксованими фарбою точками розмітки або отворами діаметром 5 мм для маркування фарбою.

Передати пункт на робочий горизонт можна і тахеометром (візуально або лазером) при вертикальному положенні його зорової труби за MZ з використанням окулярної насадки. Крім того, враховуючи можливість точного приведення осі тахеометра у прямовисне положення, ним можна побудувати у двох пунктах прямовисні площини, які перетинаються під необхідним кутом засічки. При цьому тахеометри або теодоліти спочатку наводять на вихідну точку P_0 , а потім передають її способом колімаційної площини на робочий горизонт, фіксуючи там дві риски на кожній із площин. Шукана точка P визначається на перетині двох ліній, заданих рисками. Похибку визначення точки обчислюють за формулою

$$m_P = \frac{\sqrt{m_1^2 + m_2^2 + m_\Phi^2}}{\sin \gamma},$$

де m_1, m_2 – похибки побудови площин; m_Φ – похибка фіксації риски; γ – кут між площинами (похибки центрування теодолітів за малістю впливу не враховуються).

Якість передачі головних осей цими способами контролюють вимірюванням прямого кута між ними, а при передачі основних осей, наприклад, чотирьох, крім горизонтальних кутів вимірюють сторони і діагоналі прямокутника. Розбіжність у довжинах сторін допускається не більше 3-5 мм, а прямих кутів – 20-40". Очевидно, що на практиці передача основних осей є надійнішою.

Основний недолік цих способів – незручність, а часто і неможливість візування трубою теодоліта під великими кутами нахилу, які зростають з висотою споруди. Його частково можна усунути, якщо похиле візування теодолітом вести з монтажного горизонту зверху вниз, вибираючи станцію близько до осі й на зручній та безпечній відстані (1,5-2 м) від краю будівлі, використовуючи способи бокового нівелювання або оберненого кутового створу.

У способі бокового нівелювання на базових пунктах осі укладають горизонтально і перпендикулярно до неї нівелірну рейку, беруть відліки a_1 і a_2 (рис. 7.6, б) та визначають кут ε перекосу візирної осі теодоліта і його зміщення q стосовно

будівельної осі 1-2. За поправкою $\Delta a = (a_2 - a_1)l_2 / b$ непаралельності осей трубу теодоліта наводять на правильний відлік $q = a_2 - \Delta a$ за шкалою рейки у точці 2, чим забезпечується розташування колімаційної площини теодоліта паралельно будівельній осі на відстані q від неї. Тепер, повернувши трубу через Zenit, можна за допомогою нівелірної рейки з відліком q за шкалою тим же способом бокового нівелювання розмітити продовження осі 2-1-Т на робочому ярусі, де на панелях перекриття легше укласти рейку горизонтально і перпендикулярно до лінії візування. Похибка

$$m_q = \sqrt{2[m_{\text{ц}}^2 + (1 + l_1/l_2)^2 m_a^2]},$$

де $m_{\text{ц}}, m_a$ – похибки центрування теодоліта і візирної марки та відліку за шкалою рейки.

Якщо $l_1 = 20$; $l_2 = 50$ м, $m_{\text{ц}} = 3$ і $m_a = 2$ мм, то похибка $m_q = 5,8$ мм.

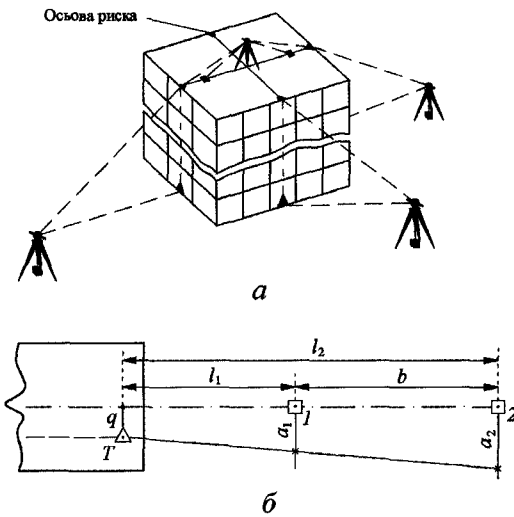
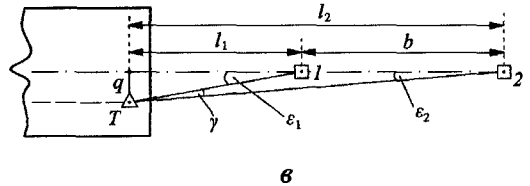


Рис. 7.6. Схема передачі осей на перекриття будівлі способами:
 а – колімаційної площини;
 б – бокового нівелювання;
 в – оберненого кутового створу



У способі оберненого кутового створу (рис. 7.6, в) паралельне зміщення q колімаційної площини теодоліта визначається за формулою

$$q = l_1 l_2 \sin \gamma / b.$$

Для приведення колімаційної площини теодоліта паралельно до будівельної осі визначають кути $\epsilon_i = \arcsin(q / l_i)$; $i = 1, 2$, а продовження базової осі на ярусі розмічують за допомогою нівелірної рейки способом бокового нівелювання. Простота і точність цього способу очевидна, оскільки інструментальні похибки тахеометра та похибки центрування візирних марок на базових пунктах осі можна звести до мінімуму, наводячи трубу на центр знака. Похибка нестворності становитиме:

$$m_q = \sqrt{2m_{\text{ц}}^2 + \left(\frac{l_1 l_2 m_\gamma}{b \rho} \right)^2},$$

де m_γ – похибка вимірювання кута нестворності.

Для вказаних вище величин $l_1 = 20$, $l_2 = 50$, $b = 30$ м, $m_{ц} = 2$ мм і $m_{γ} = 10''$ похибка $m_q = 3,2$ мм, яка майже вдвічі менша, ніж у попередньому способі, не кажучи вже про умови його реалізації.

Для забезпечення висотного положення панелей проводять нівелювання монтажного горизонту, визначаючи товщину підкладок у двох-трьох точках нівелювання як опорних для встановлення кожної панелі. При цьому нівелір встановлюють на перекритті ярусу і беруть відліки за шкалою рейки, яка встановлюється по черзі у фіксованих опорних точках (рис. 7.7). Мінімальний відлік за шкалою рейки, зменшений на 10 мм – мінімальну товщину цементного шва, приймають за початковий, що відповідає умовній позначці монтажного горизонту. Різниця $t_i = a_i - (a_{\min} - 10 \text{ мм})$ являє собою висоту маяка або товщину $t_i (i = 1, 2, \dots, n)$ металевих підкладок під кожну панель.

Результати нівелювання і розрахунку висот маяків записують на схематичному плані кожного поверху. Зауважимо, що внаслідок такої процедури внесення систематичної похибки у позначку монтажного горизонту зростає і висота самого будинку на 20-30 см.

При *вільному монтажі* кожну панель встановлюють окремо, орієнтуючи її нижню грань за монтажними рисками, нанесеними на перекритті на постійній відстані 200-250 мм від осі. Тимчасово закріпивши панель двома підкосами з фаркопфами, перевіряють вертикаль-

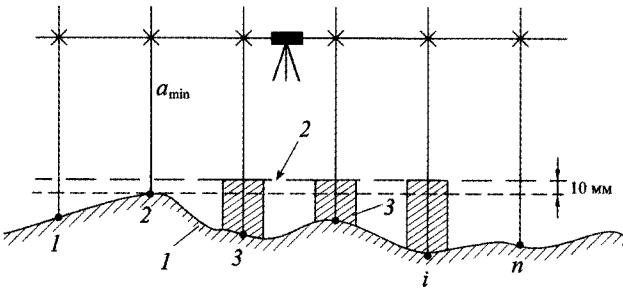


Рис. 7.7. Підготовка монтажного горизонту:

- 1 – верх панелей перекриття нижнього поверху;
- 2 – позначка монтажного горизонту стінових панелей;
- 3 – металева підкладка

ність панелі за допомогою рейки з рівнем або лазерним площинковказом.

При *фіксованому монтажі* кожна панель забезпечується двома стрижнями-фіксаторами вгорі й відповідними отворами внизу. Це забезпечує примусове центрування верхньої панелі відносно нижньої, тож геодезичний контроль зводиться тут тільки до ретельного розмічування осей панелей першого поверху, вивірення прямокутності панелі та її положення по висоті. Для забезпечення висотного положення панелей фіксатори роблять з гвинтовими шайбами-упорами, які виконують роль маяків. Оскільки фіксований монтаж вимагає високої точності виготовлення панелей і деталей до них, тому він не знайшов широкого практичного застосування.

При монтажі *багатопверхових панельних будівель* з поздовжніми несними стінами на поверхні особливо точно передають одну головну поздовжню вісь. Для монтажу багатосекційної панельної будівлі головну поздовжню вісь провішують по всій довжині будівлі. При цьому використовують побудову створу з вимірюванням кута нестворності теодолітом. Потім виносять кінцеві поперечні осі несних панелей і лінійними промірами від них по створах розмічують осі несних та огорожувальних конструкцій.

7.6. Геодезичні роботи при зведенні каркасних будівель

Під час зведення каркасних будівель чотири площини кожної колони маркують осьовими рисками, розташованими в нижній її частині на рівні верху “стакана” фундаменту і у верхній частині (біля торця) – на рівні з’єднання з фермою перекриття в одноповерхових промислових спорудах і колон у багатоповерхових будівлях. На колоні вище від рівня підлоги на 0,5-1 м наносять висотну риску, за якою контролюється положення колони по висоті.

Для нанесення осьових рисок використовують шаблон (рис. 7.8), який прикладається до ребер колони. Він складається з двох кутикових накладок 2 і двох діагональних планок 3 з шарнірами на кінцях (для зміни відстані між накладками), центрального маркера 4, стяжної пружини 5 і ручок 6. Розтягнувши пружину, двома накладками охоплюють тіло колони і маркером, наповненим фарбою, наносять осьову риску.

Залізобетонні колони встановлюють у стакан, а металеві – п’ятою на анкерні болти або на закладну деталь оголовка попередньої колони і фіксують їх у кондукторі. Правильність центрування колони у стакані контролюють за чотирма нижніми осьовими (монтажними) рисками колони і стакана або опорної плити. Вертикальність колон забезпечується або рейкою-рівнем з лазерним променем, прикладеною до осі колони, або візуванням теодолітом з двох взаємно перпендикулярних осей. При цьому трубу теодоліта спочатку наводять на нижню осьову риску, а потім на верхню, визначаючи по останній величину відхилення і контролюючи в трубі виправлення нахилу. Вивірену колону замонолічують у стакані фундаменту або прихоплюють електрозваркою до оголовка нижньої колони. Тільки після остаточного вивірення завершується повне зварювання стику.

Вертикальність металевих колон перевіряють по одній з її граней. Для перевірки висотного положення використовують позначку опорної плити або висотну риску та регулюючи підкладками положення башмака колони.

Під час монтажу каркасів промислових цехів висотну риску треба наносити на зручній для нівелювання постійній відстані від верху консолі підкранової балки. Іноді позначку верху консолі підбирають за позначкою дна стакана або опорної плити фундаменту і відстанню між нижнім торцем (башмаком) колони і верхом консолі. Методи оптимального вивірення підкранових колій описано у гл.13.

Основні вимоги до точності контролю робіт при монтажі промислових споруд подано в табл. 7.3.

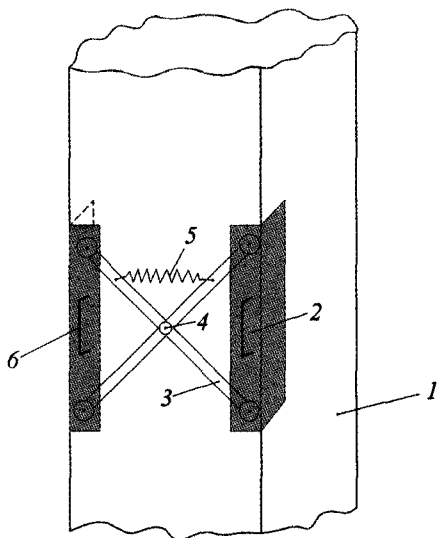


Рис. 7.8. Шаблон для маркування осей колон:

- 1 – колона; 2 – кутикова накладка;
- 3 – діагональна планка; 4 – осьовий маркер; 5 – пружина; 6 – ручка

Значення допустимих відхилень для залізобетонних і сталевих конструкцій

Відхилення	Допустимі відхилення конструкцій, мм		
	залізобетонних у промислових спорудах		сталевих
	одноповерхових	багатоповерхових	
Колони Зміщення осей колон у нижньому перерізі стосовно розмічувальних осей	±5	±5	±5
Відхилення осей колон від вертикалі у верхньому перерізі для висоти колон h , м: до 4,5 від 4,5 до 15 понад 15	±10 ±15 $h/1000$, але не більше 35 мм	±10 ±15 -	- ±15 $h/1000$, але не більше 35 мм
Відхилення опорної поверхні колони від проектної позначки	-	-	±5
Відхилення позначки опорних вузлів підкранових балок (ферм) одного прогону	±10	±10	-
Балки, ферми, ригелі, прогони, перекриття Зміщення осей конструкцій з розмічувальних осей на опорах	±5	±5	-
Відхилення позначок опорних вузлів ферм, ригелів	±20	±20	±20
Відхилення відстаней між осями ферм, балок, ригелів, перекриття на верхньому поясі	±25	±25	±15
Відхилення відстаней між прогонами	±7	±7	±5
Стріла прогину (кривина) прямолінійної ділянки стиснутого поясу з площини ферми, ригеля або балки	$h/750$ – величина укріпленої ділянки, але не більше 15		

У ході збирання рам контролюють їх розміщення у створі каркасу стосовно поздовжньої і поперечної осей, а також вертикальність. Співвісність і вертикальність рам перевіряють на поздовжній осі способом бокового нівелювання по осьових рисках колон, а на поперечній – по осьових рисках ригелів. Крім того, перевіряють позначку верхньої опори кожного ригеля. Для правильного розміщення опор по висоті до монтажу вибірково перевіряють розміри рам і при потребі вносять необхідні виправлення.

Монтажу ферм передують контроль їх фактичної довжини і положення підфермових опор. Планове положення останніх перевіряють від закріплених осей споруди або прямим проміром рулеткою, а висотне – нівелюванням від найближчого репера з використанням рулетки.

При монтажі крокв'яних ферм позначку опорного торця колони визначають тригонометричним нівелюванням безрефлекторним електронним тахеометром або за допомогою нівеліра з виміром висоти до верху колони лазерною рулеткою.

Правильність установлення ферм на опорні частини контролюється визначенням: горизонтальності нижнього поясу – нівеліром, а вертикальності стояків і бічних панелей – рейкою з рівнем або теодолітом.

При розміщенні балки монорейки в нижньому перерізі ферм фіксують поздовжню вісь і нівелюють їх нижні частини (опори для монорейки) тригонометричним або геометричним нівелюванням з підлоги будівлі. Потім за найменшим відліком (позначкою) визначають товщину накладок на монорейку, щоб її нижня полиця була горизонтальною.

Якщо в нижньому поясі ферм влаштовують підвісну стелю, то на головках колон розмічують додаткові осі, які фіксують планове положення ферми в кожному прогоні. Для контролю висотного і горизонтального положення підвісних стель вельми ефективно використання роторного лазерного нівеліра.

При влаштуванні плоскої покрівлі контролюють правильність укладання плит перекриття по верхньому поясу ферм. До початку укладання гідрозахисного покриття нівелюють плити перекриття на кожній фермі з кроком 3-6 м і горловину водоприймача, а після укладання покрівлі – виконавче нівелювання з контролем проектних ухилів до водоприймачів (переважно $u_{\min} \geq 0,005$).

7.7. Геодезичний контроль монтажу підкранових колій

Контроль монтажу підкранових колій включає такі операції: нівелювання консолей колон каркасу; перенесення осей підкранових балок на консолі; контроль горизонтальності й прямолінійності підкранових балок; контроль горизонтальності, прямолінійності й паралельності підкранових рейок.

Нівелювання консолей, як правило, виконують посереднім способом з підлоги цеху за допомогою нівеліра по висотних рисках колон, але при цьому необхідні безпосередні вимірювання висоти консолі над висотною рисою, виконані до монтажу колон. Якщо таких даних немає, то нівелювання консолей виконують за допомогою нівеліра і лазерної рулетки з рефлекторним екраном або підвісної металевої. Зважаючи на можливу значну нерівність плечей, треба забезпечити у нівелірах паралельність візирної осі та осі рівня або відповідний контроль компенсатора.

Перенесення осей балок на консолі здійснюється від зміщених осей (створів) колон за допомогою теодоліта способом бокового нівелювання. За відсутності видимості на всі консолі колон теодоліт встановлюють у проміжних точках створу. Висока точність монтажу забезпечується суміщенням осьових рисок торців балок і консолей колон.

При нівелюванні підкранових балок нівелір зазвичай встановлюють на самій балці або спеціальній консолі, що прикріплюється до колони, або на платформі встановленого крану і т. п. Нівелювати можна на кожній балці окремо або одразу на обох. Проте у кожному випадку для взаємоув'язування позначок лівої та правої балок роблять перемикування між станціями в двох точках – на лівій і правій балках через 100-120 м. Це особливо характерно для кінцевої стадії монтажу підкранових рейок. Наверх балок позначка передається від робочого репера на початку і в кінці колій (на довгих коліях контроль здійснюється по відрізках завдовжки до 200 м). За максимальною позначкою (мінімальним відліком) для обох балок визначають товщину підкладок під рейки, щоб вони були горизонтальними.

Під час контролю прямолінійності балок перевіряють, щоб елементи кріплення рейок розташовувалися на осі балки. Після закріплення рейок остаточно вивіряється їх горизонтальність, прямолінійність і паралельність. Горизонтальність перевіряють нівелюванням головок рейок за схемою, аналогічною для балок. За наслідками нівелювання складають виконавчий профіль у горизонтальному 1:100 (1:200) і вертикальному – 1:10 масштабах. Найчастіше для наочності складають суміщений профіль колії, показуючи на ньому висотне положення обох рейок. При цьому графу “Фактичні позначки” ділять на дві частини: ліва рейка і права рейка. За різницею фактичних позначок рейок в одному прогоні визначають місця з недопустимим поперечним ухилом. Основні вимоги, що висуваються до монтажу підкранових колій для залізобетонних і сталевих конструкцій, наводяться у табл. 7.4.

Таблиця 7.4

Вимоги до точності монтажу підкранових колій

Характер відхилення	Допустимі відхилення, мм
Зміщення осі підкранової рейки з осі балки	± 15
Відхилення осі підкранової рейки від прямої	± 15 на ділянки довжиною 40 м
Відхилення відстаней між підкрановими рейками одного прогону	± 10
Різниця позначок підкранової рейки на сусідніх колонах (на відстані L)	$L / 1000$, але не більше 15
Різниці позначок головок підкранових рейок в одному прогоні	± 15
Взаємне зміщення торців суміжних підкранових рейок у плані та по висоті	± 2

Для контролю прямолінійності й паралельності рейок роблять виконавче знімання від двох загалом непаралельних створів, а при недопустимих відхиленнях у положенні рейок вдаються до визначення оптимальних рихтувальних зміщень рейок (див. гл. 13). Для вимірювання непрямолінійності та непаралельності рейок доцільно користуватися шаблоном – П-подібною короткою горизонтальною рейкою з 10-міліметровою шкалою і сферичним рівнем (рис. 7.9) або спеціальною маркою (див. гл. 6) для одночасного визначення відхилень головок рейок від створу і по висоті.

За середніми значеннями вимірювання відхилень рейок від своїх створів a_{1i} і a_{2i} ($i = 1, 2, \dots, n$) визначають фактичні відстані між осями рейок за формулою

$$r_i = L_i - (a_{2i} - a_{1i}),$$

де L_i – відстані між робочими створами в даному прогоні колії крану.

Якість укладання рейок у плані оцінюється за відхиленнями $\Delta_i = r_i - r_0$, максимальне значення якого не повинно перевищувати 10 мм, а також за величиною середньоквадратичного відхилення ширини колії від проекту:

$$m_{\Delta} = \sqrt{\frac{[\Delta^2]}{2n}},$$

яке не повинно перевищувати 5 мм.

Аналогічно оцінюється якість укладання рейок по висоті: визначенням похибки їх положення за відхиленнями фактичних позначок від проектних. Допустима величина перекосу рейок в одному поперечному перерізі колії не повинна перевищувати 15 мм.

За результатами контролю якості укладання колій складається виконавчий план положення осей рейок з відхиленнями їх від прямолінійності та відхилень довжини прогону від проектного значення. На виконавчому профілі показують фактичні позначки головок рейок, їх відхилення від проектної позначки та відхилення $\Delta_{ji} = H_{ji} - Z_{ji}$ фактичних позначок головок рейок у поперечних перерізах через 12,5 м.

До виконавчої документації додається коротка пояснювальна записка з характеристикою виконаних основних геодезичних вимірів та оцінкою якості будівельно-монтажних робіт.

7.8. Геодезичний контроль зведення висотних будівель

Контроль спорудження таких об'єктів здійснюють поярусно від **внутрішньої геодезичної мережі** (ВГМ), побудованої на початковому ярусі й ортогонально спроеційованої на робочий ярус. Основні процеси геодезичних робіт у висотному будівництві: побудова ВГМ (базисної осьової фігури) на початковому ярусі, її врівноваження і редукування пунктів; ортогональне проєціювання пунктів ВГМ на

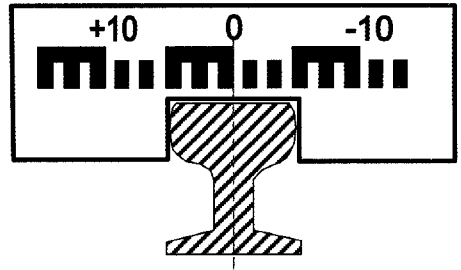


Рис. 7.9. Марка для вимірювання непрямолінійності рейок

робочий горизонт; згущення мережі на робочому горизонті або розмічування зміщених основних осей споруди від ярусних пунктів; контроль положення змонтованих будівельних елементів споруди відносно зміщених осей; виконавче знімання.

Базисну осьову фігуру багатоярусної (просторової) ВГМ будують, як правило, на плиті перекриття 0-го ярусу у вигляді простої мережі – прямокутника, квадрата, центральної системи, трикутника і навіть однієї базової лінії в залежності від форми споруди. Види мереж базисних фігур наведено на рис. 7.10. Складніші ВГМ з прив'язуванням до пунктів зовнішньої геодезичної мережі (ЗГМ) групи будівель показано на рис. 7.11.

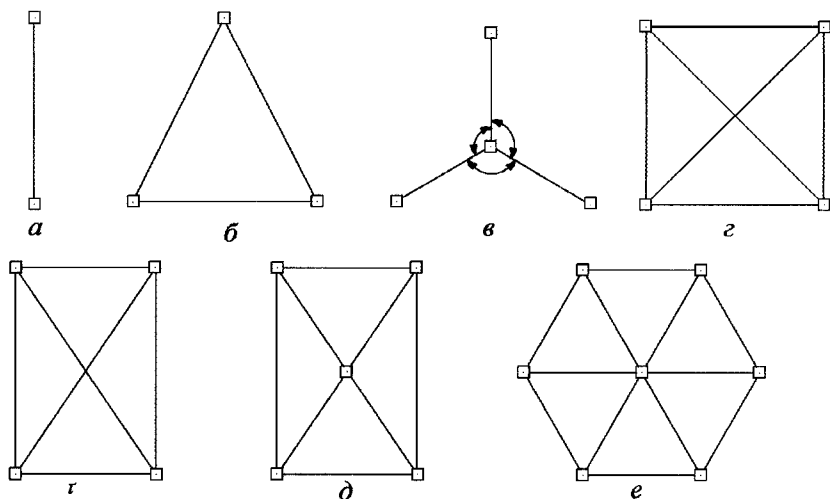


Рис. 7.10. Види простих мереж базисних фігур:

a – лінія; *б* – трикутник; *в* – зірочка; *г* – квадрат; *г* – прямокутник; *д*, *е* – центральні системи

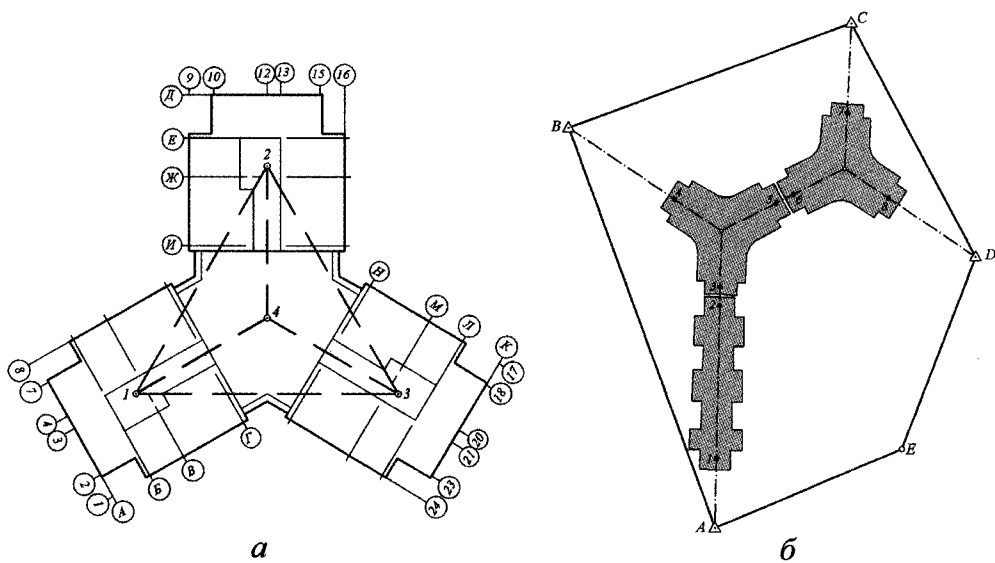


Рис. 7.11. Схема ЗГМ і ВГМ для групи висотних будинків:

a – центральна система; *б* – віялова система з прив'язкою до пунктів ЗГМ

Сторони ВГМ розміщують паралельно основним будівельним осям споруди і зі зміщенням відносно них на постійну відстань, кратну 100 мм (для забезпечення безперешкодного візування по її сторонах). Для побудови базисної фігури її точки спочатку переносять на початковий рівень від осей нульового циклу, потім проводять на них точні лінійно-кутові вимірювання, беруть умовно одну її довгу сторону як початкову і обчислюють умовні координати усіх пунктів. Потім за відомими проектними відстанями визначають проектні координати цих же пунктів. Порівнявши проектні координати з фактичними, обчислюють редукації пунктів і аналогічно до будівельної сітки (див. гл. 1) зміщують їх у проектне положення. Правильність редукування пунктів контролюють лінійними, кутовими або створними вимірами.

Для закріплення пунктів базисної фігури застосовують сталеві плиточки (плашки) розміром 150×150 мм, закріплені зваркою до арматури або бетоном у плитах перекриття 0-го ярусу. Плашки розміщують врівень з верхом плит. Для убезпечення від пошкоджень знаки захищають переставною огорожею. Розташування пунктів базисної фігури має бути узгоджене з проектом виконання поярусних будівельних робіт.

Ортогональне проєціювання пунктів ВГМ на яруси здійснюється ПВП (див. гл. 5). Після фіксування переданих пунктів на ярусних прозорих палетках, укріплених у zenітних отворах, контролюють якість проєціювання і розмічують поярусну сітку робочих осей. Від пунктів цієї сітки ведуть геодезичний контроль монтажу конструкцій і контрольно-монтажні вимірювання на ярусі.

У результаті незалежного розмічування осей на ярусах змонтовані на них конструкції (колони, панелі) можуть отримати недопустимі відхилення від вертикалі або взаємні поярусні зміщення (ексцентриситети). У практиці будівництва поле допуску і середнє квадратичне відхилення колонного каркасу будівель від вертикалі не повинні перевищувати таких значень (у міліметрах):

$$\delta_e \leq 1,875h\sqrt{n}; \quad m_e \leq 0,31h\sqrt{n},$$

де h – висота ярусу, м; n – кількість ярусів.

Поява ексцентриситету можлива внаслідок впливу похибок чотирьох вказаних вище факторів (за винятком похибок побудови самої базисної фігури ВГМ):

$$m_e = \sqrt{m_2^2 + m_3^2 + m_4^2}.$$

Для базисної фігури із чотирьох пунктів (рис. 7.12), яка найчастіше вживається у практиці, вказані похибки технологічних процесів визначаються за такими залежностями:

$$m_2 = \sqrt{m_{\text{ц}}^2 + \left(\frac{h30^n\sqrt{2}}{\rho V}\right)^2 + \left(\frac{hm_{\tau}}{\rho}\right)^2 + 2m_0^2 + m_{\phi}^2};$$

$$m_3 = \sqrt{4m_{\text{ц}}^2 + \left(\frac{30^n\sqrt{a^2 + b^2}}{\rho V}\right)^2 + m_a^2 + m_b^2 + 2m_{\phi}^2};$$

$$m_4 = \sqrt{4m_{\text{ц}}^2 + \left(\frac{30^n\sqrt{x^2 + y^2}}{\rho V}\right)^2 + m_x^2 + m_y^2 + 2m_{\phi}^2},$$

де h – висота ярусу над вихідним горизонтом; a, b, m_a, m_b – довжина і ширина прямокутника базисної фігури та їх похибки; x, y – довжини взаємно перпендикулярних осевих створів; m_x, m_y – похибки відліку

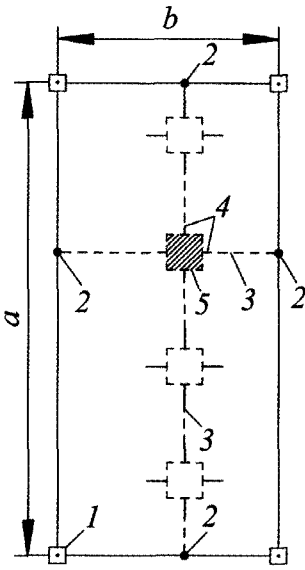


Рис. 7.12. Схема розмічування (контролю) положення колон на монтажному горизонті:
1, 2 – пункти ВГМ та її згущення;
3 – вісь колони; 4 – осеві ризики;
5 – колона

за шкалою рейки при контролі вертикальності колон або панелей; V – збільшення труби приладу, який використовується в даному технологічному процесі; m_v – похибка приведення візирної осі приладу вертикального проєціювання у прямовисне положення (у приладі PZL-100 вона дорівнює 1"); m_0 – похибка відліку за шкалою координатної палетки; $m_{ц}, m_{ф}$ – похибки центрування приладів та фіксування точок у відповідних процесах (в одному процесі їх здебільшого беруть однаковими).

Задаючись величинами вказаних похибок з врахуванням можливостей приладів, визначають ступінь впливу кожного чинника і намічають заходи щодо найефективнішої методики виконання робіт. Величина a визначає найбільшу відстань між пунктами базисної фігури, що має велике значення для видовжених споруд, а похибка $m_2\sqrt{2}$ – порядок точності лінійних або кутових вимірювань при побудові цієї фігури.

У висотному будівництві великого значення надають визначенню **осевих ексцентриситетів** несних

конструкцій. Для цього референсні пункти K_1 та K_2 передають ПВП на два суміжні монтажні горизонти (рис. 7.13), з яких незалежно визначають фактичні зміщення (крени) колон по взаємно перпендикулярних осях споруди. Вимірювання проводять з пунктів P_1 та P_2 розмічувальних осей (створів), зміщених з пунктів K_1 та K_2 на відстані l_1 та l_2 , способом бокового нівелювання, відраховуючи за шкалами рейок відстані a_1, b_1 й a_2, b_2 на поверххах. Осьовий ексцентриситет низу верхньої колони щодо верху нижньої буде: $e_x = (x_{K_2} + l_2 + a_2) - (x_{K_1} + l_1 + b_1)$. Аналогічний ексцентриситет e_y визначається по осі ординат, так що сумарна величина ексцентриситету буде: $e = \sqrt{e_x^2 + e_y^2}$. На практиці допустимий ексцентриситет обмежують величиною $\Delta_e \leq 10-15$ мм, оскільки теоретично встановлено, що при $e = 20$ мм несна здатність колон зменшується на 20%.

Похибку визначення ексцентриситету колон можна розрахувати за формулою

$$m_e = 2\sqrt{m_K^2 + m_P^2 + m_a^2},$$

де $m_K, m_P, m_a (m_b)$ – похибки передавання пунктів з вихідного ярусу на монтажні, розмічування монтажних осей і бокового нівелювання.

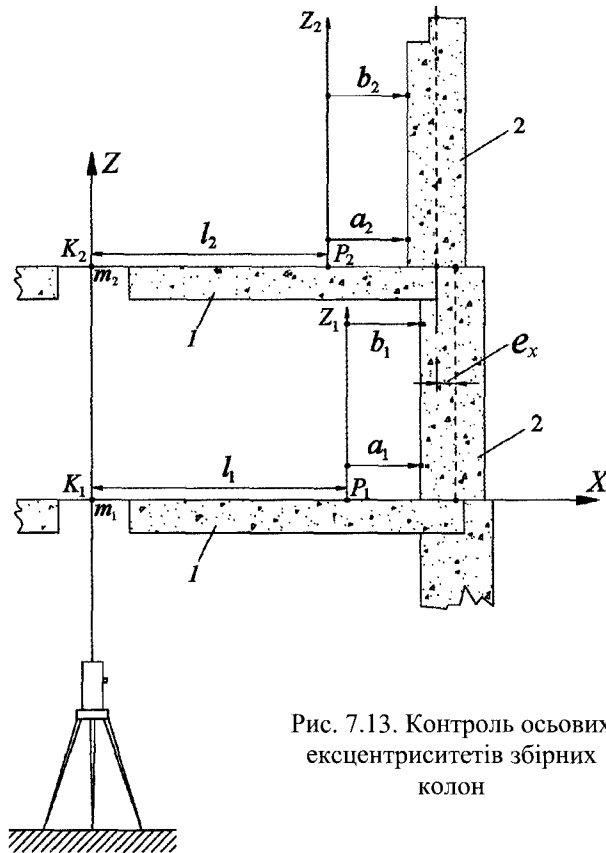


Рис. 7.13. Контроль осевих ексцентриситетів збірних колон

Якщо вказані похибки взяти меншими (1, 2, 3 мм) і більшими (2, 3, 5 мм), висуваючи традиційні вимоги до точності вимірів, то похибки m_e відповідно будуть 7,5 і 12,3 мм (остання перевищує допуск 20 мм). Тому на практиці такі вимірювання треба вести з якомога меншими похибками процесів, замінивши бокове нівелювання способом полярних координат з використанням безрефлекторного тахеометра, що дозволить одночасно визначати і крен колон на ярусах з похибкою 1/1 000. Доцільно також знижувати точність масових процесів за рахунок похибок передачі осей по вертикалі, яка має підпорядковуватися умові:

$$m_{\text{ПВП}} = \sqrt{\left(\frac{\Delta_e}{t\sqrt{2}}\right)^2 - (m_n^2 + m_k^2)},$$

тут Δ_e – допустима гранична величина осевого ексцентриситету несних конструкцій на суміжних (найвищих) поверххах; m_n, m_k – похибки визначення положення низу конструкції відносно розмічувальної осі та її крену.

При $n = 15$, $\Delta_e \leq 10$, $m_n = 2$ і $m_k = 2$ мм похибка передачі осі на монтажний горизонт ПВП не може перевищувати 2 мм (згідно з ДБН В.1.3-2010 – 3 мм).

7.9. Геодезичний контроль зведення монолітних будівель

Споруди з монолітного залізобетону зводять з використанням щитової переставної та ковзної опалубок. **Щити переставної опалубки**, в яку укладають арматуру і заповнюють її бетоном, мають бути встановлені у проектне положення відносно розмічувальних осей і висотних робочих реперів. Вертикальність щитів перевіряють за допомогою рейки-рівня або способом бокового нівелювання. Контроль проводять до і після заповнення опалубки бетоном.

При зведенні монолітних будівель і споруд у **ковзній опалубці** геодезичний контроль передбачає: перевірку геометричних параметрів опалубки, нівелювання опалубки в процесі її піднімання і заповнення бетонною сумішшю, контроль вертикальності, горизонтального і вертикального зміщень та кручення опалубки. До встановлення ковзної опалубки проводять планово-висотне виконавче знімання конструкцій підземної частини будівлі та визначають межі й рівень розміщення коробів опалубки. Вертикальність коробів вивіряють теодолітом або рейкою-рівнем.

Допустимі відхилення: зміщення осей стінок опалубки відносноно проектних – 10 мм; найбільша різниця позначок поверхні робочої підлоги – 10-15 мм; зміщення осей домкратів від осей стін – 2 мм; найбільша різниця у позначках ригелів однотипних домкратних рам – 10 мм; відхилення “конусності” опалубки на внутрішню сторону – від -2 до +4 мм (зворотна “конусність” не допускається); відхилення у товщині стін – 5 мм. Відхилення положення стояків домкратних рам і осей домкратів від вертикалі не допускається

Позначки домкратів і верху опалубки визначають геометричним або гідростатичним нівелюванням з точністю до 1 мм. Відлік позначок рівня опалубки зручно вести за допомогою направленої вниз лазерної або підвісної металевої рулетки у двох-трьох місцях з прокладанням нівелірного ходу між ними та включенням підконтрольних вузлів опалубки. В окремих випадках відлік позначок здійснюють способом нарощування стандартних нагвинчуваних сталевих штанг.

Вертикальність контролюється рейками з рівнем або лазерними приладами вертикального проєціювання, для яких на опалубці закріплюють не менше двох координатних палеток. Зафіксувавши на вихідному горизонті двокоординатні відліки за шкалами палетки до підняття опалубки, забезпечують їх незмінність після кожного переміщення опалубки та контроль її горизонтальності, наприклад, за допомогою лазерного нівеліра.

Роль лазерного нівеліра може виконувати лазерний прилад вертикального проєціювання, якщо над координатною палеткою розмістити поворотну пентапризму, яка виводиться на лінію візування тільки під час контролю горизонтальності (рис. 7.14). Координатну палетку виготовляють з оптичного скла, щоби уникнути викривлення нівелірного променя внаслідок непаралельності площин палетки (допуск 2-3"). Якщо використовувати традиційну палетку з органічного скла, то перед нівелюванням її потрібно виводити з лазерної вертикалі. Контрольний блок прикріплюється до зовнішньої стінки опалубки і приводиться в робоче положення за допомогою кулькової опори із затискним гвинтом та контролюється сферичним рівнем. Нівелірні рейки встановлюють на верхніх ребрах опалубки.

Для дистанційного зчитування інформації про положення опалубки з пульта управління її переміщенням замість палеток можна використовувати фотоелектронні

датчики, два з яких встановлюються замість палеток, а три-чотири – в точках нівелювання. Але така система вимагає відведення датчика контролю вертикальності з лазерного променя. Похибка контролю положення опалубки такими системами не перевищує 1-2 мм на кожних 10 м підняття.

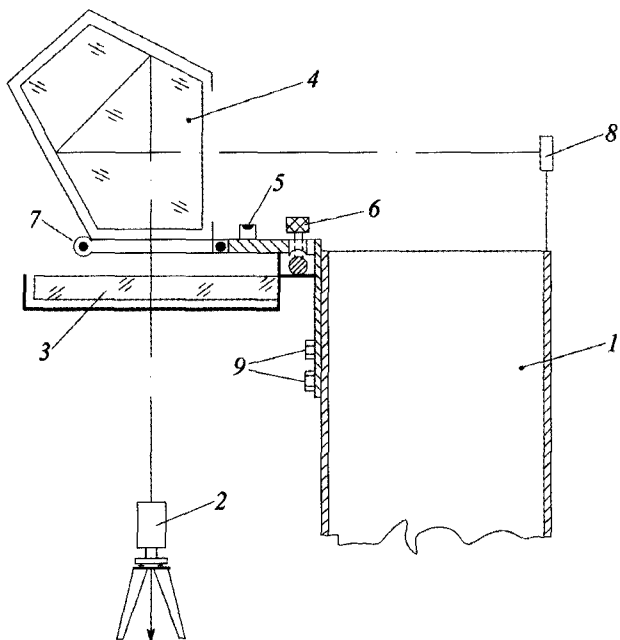


Рис. 7.14. Схема контролю вертикальності та горизонтальності опалубки:
 1 – опалубка; 2 – лазерний ПВП;
 3 – координатна палетка;
 4 – поворотна пентапризма;
 5 – сферичний рівень; 6 – гвинт кулькової опори; 7 – поворотна втулка пентапризми;
 8 – фотоелектронний приймач;
 9 – болти кріплення пристрою

У процесі зведення димарів у ковзній опалубці лазерну вертикаль пропускають вздовж осі споруди і за допомогою зцентрованого над нею тахеометра контролюють радіус R_{ji} ($i = 1, 2, \dots, n; j = 1, 2, \dots, m$) до стінки внутрішнього щита опалубки на j -му ярусі. Якщо вимірне значення радіуса не відповідає проектному R_j^0 , то визначають поправку (редукцію) $V_{ji} = R_j^0 - R_{ji}$ для осі стіни або $V_{ji} = S_j^0 - S_{ji}$ для внутрішнього щита, відносно якого контролюється положення зовнішнього щита опалубки. Зважаючи на конусність димаря, при визначенні проектного радіуса необхідно враховувати висоту робочого ярусу. Верх щитів опалубки нівелюють тим же тахеометром.

У практиці промислового і цивільного будівництва застосовують досить ефективний **метод піднімання перекриття і покриття**, який полягає в тому, що зведення будівлі починається зі збирання її верхньої частини на рівні землі та піднімання готової конструкції на задану проектом висоту. Для цього застосовують гідравлічні підйомники (домкрати), що встановлюються поряд з масивними колонами, які приймають навантаження споруди і одночасно виконують роль вертикальних напрямних. На колони, які встановлюють зразу на всю висоту споруди або нарощують знизу після зведення чергового ярусу, задалегідь надягають спеціальні "коміри" з отворами для кріплення плит перекриття. Піднімання проводять синхронно з пульта управління, що дозволяє регулювати рівень підйому з похибкою до 1-2 мм.

Специфіка такого будівництва вимагає забезпечення високої точності в плановому розміщенні колон та їх вертикальності. Тому осі колон розмічують здебільшого від монтажної сітки, побудованої на нульовому ярусі. В процесі монтажу та нарощування колон необхідно проводити виконавче знімання головок і забезпечувати вертикальність боковим нівелюванням або вертикальним проєціюванням.

Висотний контроль полягає у нівелюванні опорних площадок підйомників, нижнього і верхнього поясів перекриття, отворів у колонах для фіксації проектного положення плит перекриття на колонах, а також у перевірці горизонтальності плит при їх піднятті. Позначки на монтажний горизонт передають точним тригонометричним або геометричним нівелюванням з використанням лазерної рулетки. В основному застосовують геометричне нівелювання за програмою IV класу або технічне з відліками по лінійці з міліметровими поділками.

За наслідками спостережень складають виконавче креслення, на якому вказують величину і напрям крену колон, відхилення від горизонтальності закріплених перекрить.

Під час укріплення конструкцій об'єкта "Укриття" ЧАЕС **спосіб піддомкращування** використано для передачі навантаження з чотирьох металевих балок центрального залу і капітальної стіни на 50-й осі, яка під час вибуху реактора відхилилася від вертикалі на 0,6 м, на зведені поруч із західною стіною дві металеві вежі заввишки 60 м. Геодезичний супровід піддомкращування зводився до оперативного контролю просторового положення 12-ти контрольних марок, з яких 8 встановлено на двох вежах і 4 – на кожній із чотирьох піддомкращуваних балок.

Спостереження виконувалися електронним тахеометром TC 1800 Leica з одної станції на відстані до 380 м з вимірюванням горизонтальних і вертикальних кутів та похилих відстаней до закріплених на кожній марці рефлекторних трипель-призм (дві з них були призмами кругового огляду, що в умовах радіоактивного забруднення не вимагало доступу для їх орієнтування на тахеометр). Спостереження виконувалися поетапно, включаючи вихідне та остаточне положення конструкцій. Результати обчислень координат передавалися радіотелефоном у центр управління та аналізу результатів піддомкращування. Похибки визначення координат не перевищували 10 мм. За вказаними контрольними марками ведуться періодичні спостереження і в процесі експлуатації об'єкта.

7.10. Геодезичні роботи при зведенні вежових споруд

При будівництві веж, щогл, димарів, градирень та інших споруд основну увагу приділяють вертикальності осі споруди й усуненню ексцентричності в положенні окремих опорних поясів, перекрить, кілець. До початку будівельних робіт від пунктів геодезичної основи розмічують і закріплюють фундаментальним знаком внутрішній центр споруди, а з нього – головні радіальні осі, які розташовуються переважно під прямим кутом (у тригранних телевежах головні осі розташовують під кутом 120°). Кути між радіальними осями зазвичай будують з похибкою не більше 10". На кожній осі закріплюють не менше двох пунктів, віддалених від споруди на 1,5-2 її висоти. Відстані між внутрішнім центром споруди і пунктами, які закріплюють головні осі, вимірюють з похибкою 1:5 000 - 1:10 000.

Методика і точність геодезичного контролю значною мірою залежать від способу зведення споруди – **нарощування** або **підрощування**. Якщо в першому способі спочатку зводять нижню частину, а в кінці – верхню, то у другому навпаки. В обох випадках головні осі фіксують рисками в цоколі фундаменту і на ярусах. Вертикальність споруд здебільшого контролюють приладами вертикального проєціювання, встановлюваними на вертикальній осі. При використанні струнного виска у центрі вежі влаштовують центрувальний двокоординатний столик, за шкалами якого відлічують відхилення струни виска від центра. Величини відхилень передають телефоном на монтажний горизонт, де корегують положення центра ярусу. Від нього розмічують контур стін споруди, наприклад, димарів. Зараз широко застосовують прилади типу PZL, особливо лазерні модифікації, які встановлюють внизу в центрі споруди. Для захисту від падаючих зверху предметів над приладом монтують захисне перекриття з невеликим люком, що відкривається тільки на період контрольних вимірювань.

У разі неможливості візування уздовж вертикальної осі споруди геодезичний контроль провадять точним теодолітом з пунктів, що закріплюють головні осі (рис. 7.15). При цьому для кожного ярусу за формулою

$$\sin \gamma_j^0 = R_j^0 / S_i$$

визначають проєктний кут $\gamma_j^0 (j=1,2)$, який відкладається від головної осі до точки споруди, що розташовується на твірній циліндра, конуса або зрізаної піраміди j -го ярусу. Радіус R_j^0 вибирають із проєкту із врахуванням висоти споруди, а відстань $S_i (i=1,2)$ – зі схеми закріплення осей. Вимірявши теодолітом фактичний кут і порівнявши його з проєктним, зміщують край споруди на величину

$$\Delta_R = S \sin(\gamma^0 - \gamma)$$

у напрямі радіуса: при додатному зміщенні – від центра, а при від'ємному – до центра споруди.

Необхідну точність вимірювання кута і довжини візирного променя визначають за формулами

$$m_\gamma \leq m_R \rho / S; \quad m_S / S \leq m_R / 2R,$$

де m_R – допустима похибка радіуса споруди.

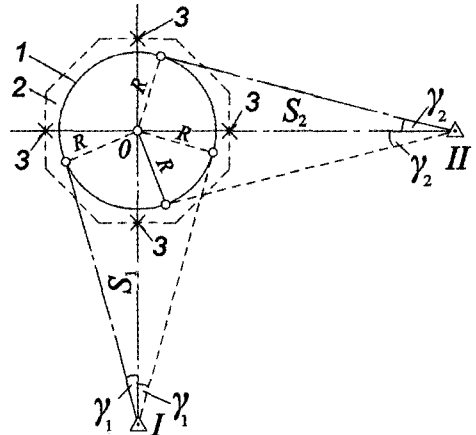


Рис. 7.15. Контроль зведення вежових споруд:

- 0 – центр вежі;
- I, II – пункти закріплення головних осей;
- 1 – твірна стовбура вежі; 2 – фундамент;
- 3 – осьові пункти (риски)

При $R = 3$ м, $m_R = 3-5$ мм і $S = 200$ м похибки вимірювання кута і відстані не повинні перевищувати відповідно $3-5''$ і $1:2\ 000 - 1:1\ 200$.

При виконавчому зніманні вежі на пунктах *I* та *II* або інших точках мережі, яка будується навколо складної споруди і прив'язується до головних осей, вимірюють напрями на нижню осьову риску (центр вежі), а також ліву і праву твірні нижнього, всіх проміжних і верхнього перерізів вежі. За цими даними визначають загальний крен вежі й точність зведення її окремих поясів. Для визначення крену за напрямками, які не утворюють прямий кут, зручно користуватися формулами редуцій (див. гл. 5).

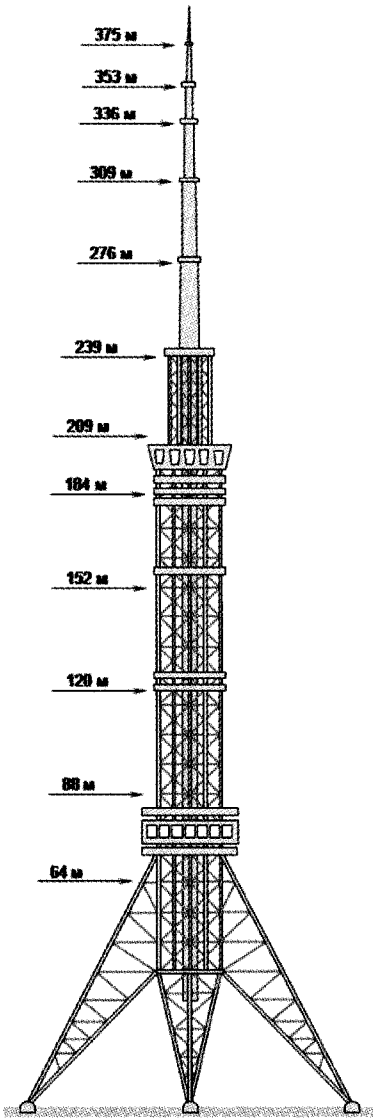


Рис. 7.16. Вежа Київського телецентру

Унікальний зразок зведення межових споруд **способом підрощування** – це вежа Київського телецентру, яка споруджена у 1973 р. і за висотою (380 м) належала у той час до найвищих телевеж у світі (після Останкінської телевежі у Москві (533 м). Вежі Токіо, Санкт-Петербурга і Парижа мають висоту відповідно 333; 316 і 300 м. У 2012 р. в Токіо стала до ладу нова вежа заввишки 634 м. Відмінність Київської телевежі в тому, що вона зводилася методом підрощування з використанням піддомкратування.

Металева конструкція Київської телевежі (рис. 7.16) включає три основні частини: базу з чотирма опорними ногами, основний стовбур у формі восьмигранної призми і циліндричної антени змінного перерізу з шахтою ліфтів. База висотою 72 м опирається ногами на чотири масивних фундаменти, віддалені від осі вежі на 43 м, і служить опорою для стовбура вежі. Антена заввишки 380 м опирається на масивний центральний фундамент і до позначки 240 м підтримується стовбуром вежі за допомогою металевих кільцевих діафрагм.

Призматичний стовбур вежі формувався із трубчастих поясів заввишки 8 м і діаметром 550 мм (товщина труб 22 і 18 мм), під якими розташовувалися домкрати. Один цикл піднімання вежі на висоту 8 м включав послідовне підкладання поясів, зміщених по висоті на 1 м.

Антену виконано у формі ступеневої оболонки діаметром 4 000 мм до висоти 240 м, а потім з поступовим зменшенням діаметра до 3 000, 2 600, 1 720 і 720 мм. В антені розміщено два ліфти: один сягає позначки 240 м, а другий – 330 м. Загальна маса вежі 2 600 т.

Геодезичне забезпечення зведення вежі включало такі основні процеси:

- перенесення в натуру осі вежі та чотирьох взаємно перпендикулярних осей *A, B, V, Г* ніг бази;
- геодезичний контроль укладання рейок накочувальних колій на вказаних чотирьох осях довжиною 45 м кожна для піднімання бази способом “парасольки”;
- контроль геометричних параметрів ніг та пересування їх башмаків у ході піднімання бази на проектний рівень;
- контроль зведення кондуктора призматичної форми діаметром 17 і висотою 19 м для збирання блоків стовбура та забезпечення вертикальності змонтованої частини стовбура під час його піднімання домкратами на вищій ярус;
- розмічування з центра вежі осей підіймальних домкратів та контроль вертикальності ходу їх штоків;
- контроль вертикальності пристикованих наверху трубчастих поясів ствола способом полярних координат з центра вежі;
- контроль вертикальності верхньої частини вежі під час піддомкращування приладом PZL за координатною палеткою 300×300×5 мм з центра вежі (на випадок виникнення аварійної ситуації для геодезичного контролю вертикальності вежі були закладені резервні пункти на основних осях *A* і *B*, віддалені від центра вежі на відстань 120, 250 і 520 м);
- циклічні нівелювання контрольних реперів (не менше 4-х), закладених у фундаментах ніг вежі й антени, а також прилеглих до вежі спорудах.

Завдяки розміщенню приладу PZL на інструментальному столику на центральному фундаменті близько від пульта керування підіймально-збирального агрегату виміряні геодезистом відхилення передавалися безпосередньо машиністу, який регулюванням тиску у відповідному гідродомкраті виводив стовбур вежі у вертикальне положення. З того ж столика теодолітом контролювалася вертикальність поясів, а нівеліром – горизонтальність елементів з’єднання поясів.

На окремих етапах монтажу вертикальність вежі контролювалася у невітрянні та похмурі дні, а влітку – на світанку, щоб уникнути впливу одностороннього нагрівання вежі сонцем (див. гл. 12). Завдяки таким заходам і методам стенової підготовки елементів панелей і блоків крен стовбура вежі становив лише 80 мм на висоті 240 м (при допуску 240 мм), крен верхньої частини антени (над стовбуром вежі) – 125 мм (при допуску 140 мм), а непрямолінійність поясів – менше 10 мм. На бетонних майданчиках для циліндричних блоків антен заввишки до 40 м розмічувалися взаємно перпендикулярні осі, які переносилися рисками на внутрішні стінки циліндра і використовувалися для монтажу напрямних ліфтів та стикування блоків між собою.

7.11. Геодезичний контроль зведення щогл

До таких споруд належать радіоантени, які опираються на масивний фундамент і утримуються у вертикальному положенні за допомогою відтяжок (вант). Конструктивно щогли являють собою металеву решітку, яка складається з монтажних секцій, що з’єднуються болтами. Збирання блоків у секції ведеться на горизонтальному стелажі або стапелі, які після контролю якості та співвісності встановлюються у вертикальне положення кранами та поліспастами.

Важливим елементом геодезичного контролю якості монтажу щоглі, як і під час їх експлуатації, є контроль визначення стрілок прогину трьох (чотирьох) вант, які підтримують щоглу у вертикальному положенні. Ванти переважно кріпляться вверху на трьох-чотирьох ярусах і анкеруються внизу на масивних фундаментах. Вертикальність щогли забезпечується регулюванням довжин відтяжок, при цьому якщо одна з них укорочується, то протилежна до неї (одна або дві) – подовжується за допомогою регулювального пристрою на анкері. Натяг вант до отримання проектних стрілок прогину часто регулюється манометром (похибка вимірювання сили натягу 1%), тоді як точність геодезичного методу контролю за величинами стрілки прогину відтяжки на порядок вища.

Геодезичною мережею визначення прогину вант служить здебільшого трикутник (чотирикутник) триангуляції ABC (рис. 7.17). Відносна похибка такої мережі не більша 1:10 000. Сторони і кути мереж вимірюють електронним тахеометром (похибки кутів – до $5''$ і довжин ліній – до 5 мм). Позначки пунктів мережі можна визначати тригонометричним нівелюванням з точністю IV класу. Координати пунктів визначають у державній або місцевій системах, а позначки – у Балтійській.

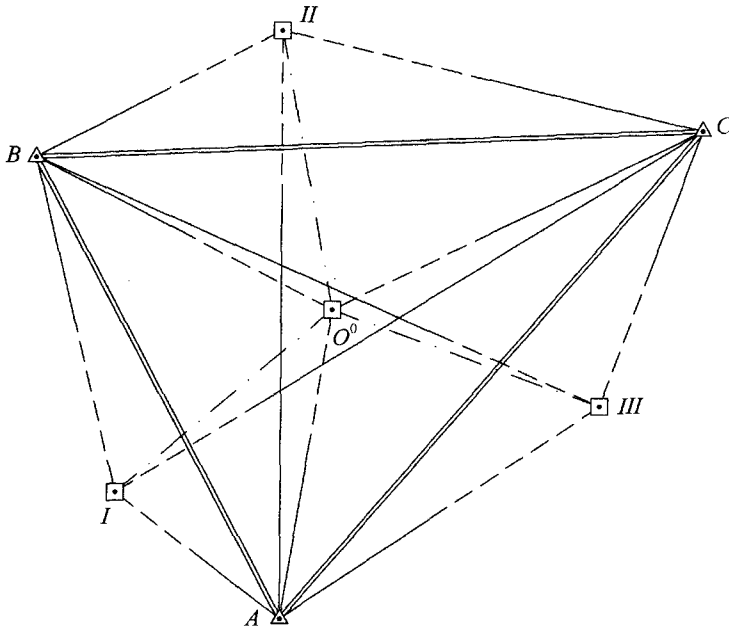


Рис. 7.17. Опорна мережа й основні точки споруди

На основі пунктів мережі координують анкери $I-III$ відтяжок на фундаментах та центри ярусних перерізів щогли через 20-25 м для визначення її крену. Після первинного виправлення неvertикальності щогли регулюванням довжини вант приступають до точного визначення стрілок їх прогину згідно з рис. 7.18. Для цього безрефлекторний тахеометр встановлюють у пункті геодезичної мережі, наприклад, в A , де вимірюють горизонтальні та зенітні кути β_i, z_i ($i=1,2,3,\dots,n$) при наведенні труби на i -ту точку відтяжки при одному положенні круга та вимірю-

ванні (або визначенні посереднім способом) відстані S_i до неї. Потім за вимірними величинами обчислюють просторові координати всіх точок відтяжки:

$$x_i = x_A + S_i \cos(\alpha_{AI} + \beta_i); \quad y_i = y_A + S_i \sin(\alpha_{AI} + \beta_i);$$

$$H_i = H_A + I_A + S_i / \text{tgz}_i + f_i,$$

де I_A – висота приладу; f_i – поправка за кривину Землі та рефракцію.

Стрілка прогину в проміжних точках відтяжки визначається за формулою

$$f_i = \frac{H_0 - H_{\text{анк}}}{D} d_i - H_i,$$

де $H_{\text{анк}}, H_0$ – позначки анкера та вузла кріплення відтяжки до щогли; D, d_i – горизонтальні прокладення довжини хорди C відтяжки та відстань її точки від анкера.

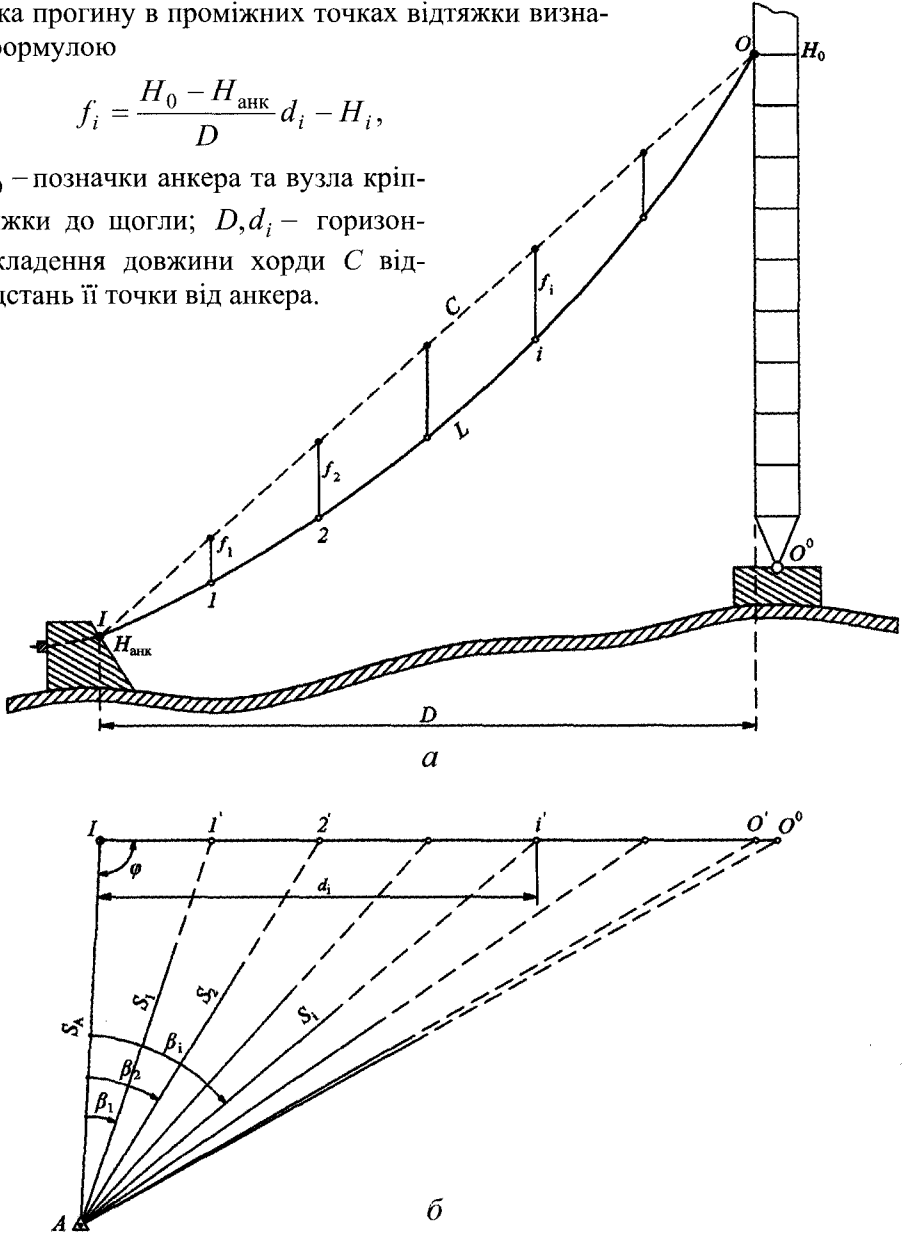


Рис. 7.18. Схема визначення стріл прогину відтяжок щогли:
а – профіль відтяжки; б – план

Нормаль стрілки прогину, що перпендикулярна до хорди, визначається як $f_i^0 = f_i \sin z_C$.

Точки визначення стрілок прогину беруть з інтервалом через 20 м з непарною кількістю, але не менше трьох. Однаковий інтервал між точками можна забезпечити відкладанням кута

$$\beta_i = \arcsin\left(d_i \sin \varphi / \sqrt{S_A^2 + d_i^2 - 2S_A d_i \cos \varphi}\right).$$

Для полегшення циклічних вимірювань стрілок прогину в одних і тих же точках відтяжки при регулюванні або експлуатації щогли доцільно щоразу відкладати кути β_i , виміряні у вихідному циклі. Тоді зміну стрілки прогину відтяжки між циклами легко визначити за формулою

$$\Delta f_{0i} = \frac{S_i}{\sin^2 z_0} \cos(z_0 - z_i) + (I_{A_i} - I_{A_0}) + (f_i - f_0).$$

Найбільша точність вимірювання стрілок прогину відтяжок забезпечується тоді, коли станція спостережень розташована на перпендикулярі до площини провисання відтяжки, опущеному з її середини. Відносна похибка необхідної точності виміру стрілки прогину коливається в межах від 1/100 до 1/1 000. Вимірювання достатньо виконувати електронним тахеометром. На відстанях 200-500 м похибка вимірювання кутів становить 10-5", а відстаней – до 10 мм. Контрольні вимірювання проводять з поруч розташованих пунктів-дублерів.

Після аналізу залишкового крену і виміряних стрілок прогину корегують вертикальність щогли методом зміни довжини відтяжок у вузлах регулювання на анкерах. Для цього за координатами кінцевих точок відтяжки визначають її хорду C , фактичну довжину L_t відтяжки при температурі t вимірювання стрілок і приведену довжину L_0 при температурі $t_0 = 15^\circ\text{C}$ за формулами

$$L_t = C + k + \frac{8(f_i \sin z_C)^2}{3(C+k)}; \quad L_0 = (C+k)(1 + \tau(t - 15^\circ\text{C})) + \frac{8(f_0 \sin z_C)^2}{3(C+k)},$$

де k – величина проекції крену щогли на ярусі кріплення ванти у її площині, яка береться зі знаком “плюс”, якщо треба збільшити довжину хорди, та зі знаком “мінус” – якщо зменшити; τ – коефіцієнт лінійного розширення матеріалу відтяжки; f_0 – приведена довжина стрілки прогину відтяжки, яка визначається за формулою

$$f_0 = q(C+k)/(8N_p \sin z_C),$$

де q – маса 1 пог. м відтяжки; N_p – сила її натягування під час регулювання.

На практиці при регулюванні відтяжок доцільно користуватися значенням поправки

$$\Delta L = L_0 - L_t = \frac{8(f_0 - f_t)^2 \sin^2 z_C}{3(C+k)} + (C+k)\tau(t - 15^\circ\text{C}).$$

При цьому треба враховувати реальну температуру t_p відтяжки, яка може не збігатися з температурою t під час вимірювання стрілки прогину. Тому при різниці температур $|t_p - t| \geq 5^\circ\text{C}$ розраховується реальна величина стрілки прогину:

$$f_p = \frac{1}{\sin z_C} \sqrt{[L_t[1 + \tau(t_p - t)] - (C + k)]3(C + k)/8}$$

і за позначкою $H_p = H_t + f_t - f_p$ визначається zenітний кут z_p для відрегульованого положення середньої точки відтяжки при контрольних спостереженнях із робочих станцій. У процесі регулювання середню точку відтяжки виводять на рівень, що задається вказаним zenітним кутом z_p . Для підтвердження правильності реалізації проекту регулювальних робіт обов'язково проводяться контрольні вимірювання крену щогли і стрілок прогину.

7.12. Геодезичні роботи при укладанні підземних комунікацій

Комунікації в містах і на промислових майданчиках будують переважно підземними, хоча зустрічаються надземні й наземні комунікації – на естакадах, траверсах, стовпах. При влаштуванні комунікаційних мереж геодезичний контроль полягає в розмічуванні осі траси, центрів колодязів, камер, точок приєднання, перетинів з іншими комунікаціями і т. п. До відкриття траншеї на поздовжній осі майбутньої комунікації через 20-25 м розмічують точки поверхні землі та визначають їх позначки із технічного нівелювання, а потім у процесі вироблювання ґрунту контролюють глибину траншеї як різницю проектної позначки дна прокладки і фактичної позначки поверхні землі або покриття дороги.

У каналізації, яка потребує особливого контролю укладання труб за проектним ухилом, на відстані по осі 50 м (100-150 м в інших трубопроводах), а також у місцях повороту осей і перелому поздовжнього профілю комунікацій встановлюють стаціонарні візирки (рис. 7.19). Вони включають два стовпи обнесення, з'єднані горизонтальною планкою, на яку виносять по створу і фіксують цвяхом вісь комунікації. Там же позначають пікетажне значення обнесення. Потім нівелюванням від робочого репера визначають позначку $H_{\text{обн}}$ верхнього ребра горизонтальної планки обнесення і, задаючись висотою h_x ходової візирки, визначають за формулою

$$h_{\text{ст}} = h_x - [H_{\text{обн}} - (Z_0 + d)]$$

висоту стаціонарної візирки на кожному обнесенні, яку прикріплюють цвяхами до планки на осі комунікації. Ходова візирка встановлюється на трубопроводі у створі між двома стаціонарними так, щоб верхні планки трьох візирок розташовувалися на одній профільній лінії. Якщо ходова візирка вивисується над рівнем стаціонарних, то трубу понижують, і навпаки. Зауважимо, що роль стаціонарної візирки може виконувати горизонтальна планка, якщо її верхнє ребро встановлювати на однаковій висоті від верху трубопроводу, тобто з умовою, щоби

$$H_{\text{обн}} = Z_0 + d + h_x,$$

де Z_0, d – проектна позначка основи трубопроводу і його зовнішній діаметр.

Для контролю планово-висотного положення труб у процесі їх укладання вельми ефективні лазерні прилади з ухиломірною шкалою, що дозволяють спрямувати лазерний промінь паралельно або уздовж осі трубопроводу, розміщуючи в ньому центральні марки. При цьому в котлован на основу трубопроводу нівелюванням переносять проектні позначки початкової та кінцевої точок ділянки з наступним установленням у трубі приладу і центральної марки.

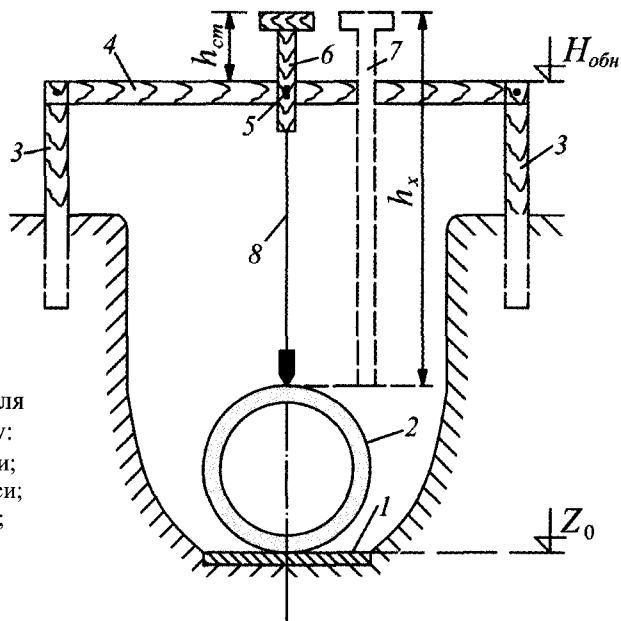


Рис. 7.19. Обнесення з візирками для укладання трубопроводу по ухилу: 1 – основа; 2 – трубопровід; 3 – стовпи; 4 – горизонтальна планка; 5 – вісь траси; 6, 7 – стаціонарна та ходова візирки; 8 – висок

Лазерний фіксатор ухилу TP-L4 (рис. 7.20) фірми “Торсон” (Японія) встановлюється у трубі. Він виготовлений із алюмінієвого сплаву з подвійною гідроізоляцією, що дозволяє працювати під водою на глибині до 5 м. Керування приладом ведеться дистанційно за допомогою інфрачервоного пульта RC-200.

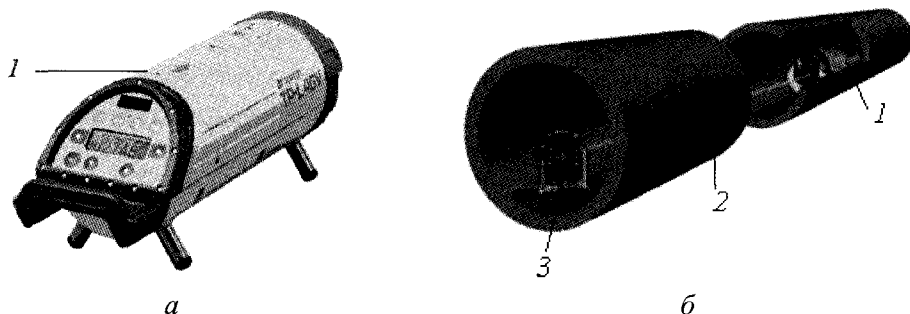


Рис. 7.20. Лазерний фіксатор ухилу TP-L4BG:

а – загальний вигляд приладу; б – процес вивірення; 1 – прилад; 2 – труба; 3 – марка

Лазерний світлодіод (довжина хвилі 532 нм, потужність 5 мВт) випромінює видимий зелений промінь. Дальність дії приладу сягає 150 м. Діапазон нахилу лазерної лінії від горизонту $\pm 15\%$. Діапазон дії компенсатора $\pm 6^\circ$ з похибкою встановлення променя в задане положення 10 мм на відстані 100 м. Прилад працює від

акумулятора впродовж 32-х годин при робочих температурах від -20°C до $+50^{\circ}\text{C}$. Маса приладу 3,8 кг.

Лазерний ухиломір Rugby 320 SG Leica обладнано компенсатором нахилу, який підвищує точність вимірювання ухилів (похибка становить 1,5 мм/30 м або у кутовій мірі 10"). Діапазон вимірювання ухилів від -5 до $+25\%$. Дальність дії приладу 900 м.

У місцях спорудження камер і колодязів влаштовують прямокутне обнесення або окремі виноски-кілочки, що закріплюють поздовжню і поперечну осі. При влаштуванні виноска від центра колодязя вимірюють відстань до них. На забудованій території замість виноска центр колодязя прив'язують до твердих контурів. Недалеко від камери і колодязя вибирають і нівелюють робочий репер, який використовуватиметься для контролю висотного положення конструкцій.

Геодезичний контроль планового розмічування здійснюється після підготовки траншеї, укладання бетонної основи, стінових блоків, трубопроводів або кабелів зі всіма відгалуженнями, вводами та обходами перешкод, включаючи розміщення випусків, кранів, засувок і контрольно-вимірювальної апаратури, станцій катодного й анодного захисту їх від корозії тощо.

Висотний контроль проводиться частіше, ніж плановий, зокрема після відкриття траншеї, при бетонуванні або укладанні плит основи каналів, опорних подушок, перекритті каналів, дна камер і колодязів, низу (лотка) і верху вхідних та вихідних труб або каналів, верху перекриття камер, обичайки люків колодязів і камер, рівня землі біля них.

При наземному прокладанні комунікацій визначають планово-висотне положення підстави, низу і верху трубопроводу, а при надземному – положення підстави естакади (траверси), поперечних балок, верху трубопроводу або кабелю.

Похибка лінійних вимірювань допускається 1 см для малих та 1:2 000 – для великих відстаней, а кутових – у межах 1-2'. У разі розмічування або відновлення осей комунікацій від твердих місцевих предметів похибка вимірювань не повинна перевищувати 50 мм. Позначки визначаються із технічного нівелювання.

До закриття траншеї проводять виконавче знімання укладених комунікацій (див. гл. 14). Відхилення від проекту фіксують у журналі виконання робіт, описуючи характер відхилень, їх причини, з ким і коли узгоджені.

7.13. Геодезичний контроль будівництва автошляхів

Для будівництва автошляхів відновлюють вісь траси, закріплюють пікетаж, характерні точки кривих. На прямих ділянках будують поперечники на кожному парному пікеті відкладанням прямого кута від осі, а на колових кривих – на кожному пікеті по бісектрисі кута між хордами однакової довжини. При хордах різної довжини на коловій та перехідній кривих враховують кут ε неперпендикулярності поперечника до хорди (рис. 7.21), які визначаються відповідно за формулами

$$\varepsilon = k\rho / 2R ;$$

$$\varepsilon = \gamma - \psi ; \quad \gamma = y\rho / x ; \quad \psi = l^2\rho / 2RL ,$$

де k – довжина колової кривої, що стягує хорду; R – радіус кривої; x, y, l – прямокутні координати і відстань точки поперечника від початку перехідної кривої;

γ – кут між хордою і тангенсом у ППК; ψ – центральний кут, що стягується хордою перехідної кривої.

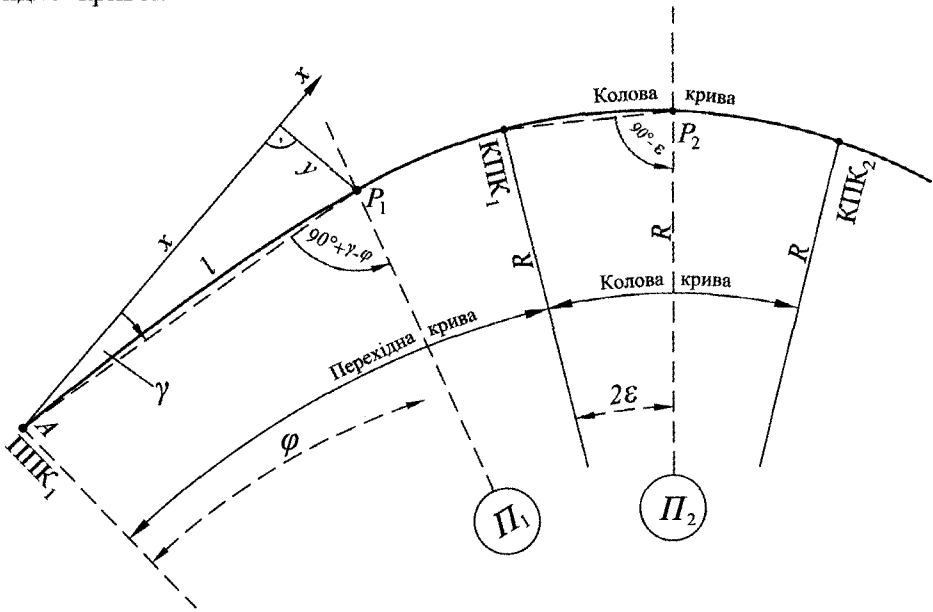


Рис. 7.21. Розмічування поперечників на перехідній та коловій кривих

Розмічування планового положення земляного полотна полягає у визначенні на місцевості його характерних точок – крайки, підосви, кювету і т. д. На рис. 7.22 лініями OA і OB показано поперечний профіль місцевості з ухилами u_1 та u_2 , а ламаними лініями ADO_0D_1 та KK_1B – профіль земляного полотна дороги обабіч насипу та виїмки. Для заданих на осі дороги позначок – фактичної H і проектної Z_0 – проектні позначки та відстані до характерних точок полотна визначають за формулами

$$Z_A = Z_0 - \frac{l_A - l_D}{m_1} \approx H + l_A u_1; \quad l_A = \frac{l_D + (Z_0 - H)m_1}{1 - u_1 m_1};$$

$$Z_K = Z_0 - h_K; \quad l_K = l_D + h_K m_1;$$

$$Z_B = Z_K + \frac{l_B - (l_K + d)}{m_2} \approx H + l_B u_2; \quad l_B = \frac{l_K + d + (Z_0 - Z_K)m_2}{1 - u_2 m_2},$$

де m_1, m_2 – показники крутості (котангенс кута нахилу або $\text{tg}v = 1/m$) укосів насипу та виїмки; l_D – половина проектної ширини верху земляного полотна; Z_K, h_K, d – проектна позначка дна кювету, його висота і ширина внизу.

Крутість відкосів беруть 1:4 на дорогах I-III категорій та 1:3 – на інших. На цінних землях допускається збільшення крутості укосів від 1:1 до 1:2 залежно від типу ґрунтів та висоти насипу або виїмки [117].

Розмічування насипу на місцевості закріплюють укісними лекалами (рис. 7.23), які встановлюють на пікетах і переломах проектного профілю. На осі

траси або на краях майбутнього насипу укріплюють стовп з горизонтальною планкою-візиркою, верх якої відповідає проектній позначці земляного полотна. При використанні планувальних машин необхідність у лекалах практично відпадає, але крайки укосів закріплюють віхами з висотними планками для вказування напрямку руху машин і позначки планування. Для контролю планувальних робіт використовують лазерні нівеліри.

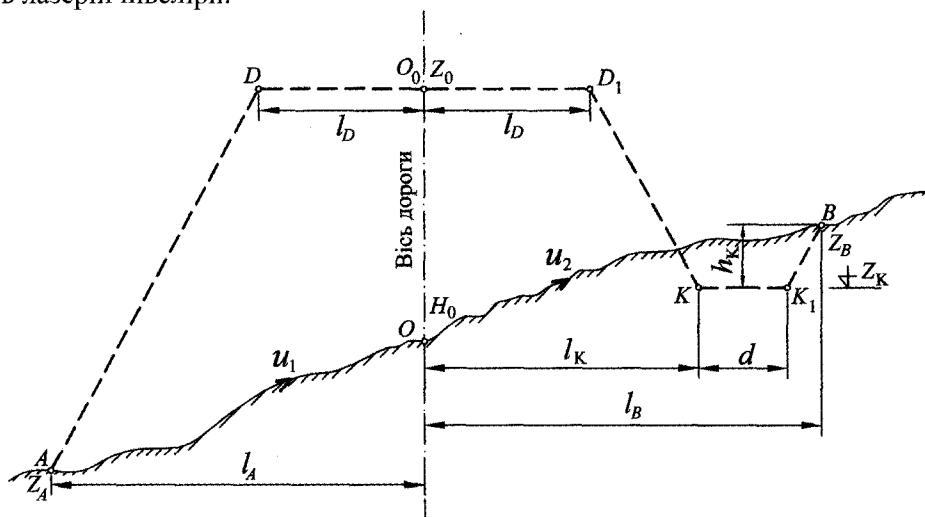


Рис. 7.22. Розмічування земляного полотна автодороги

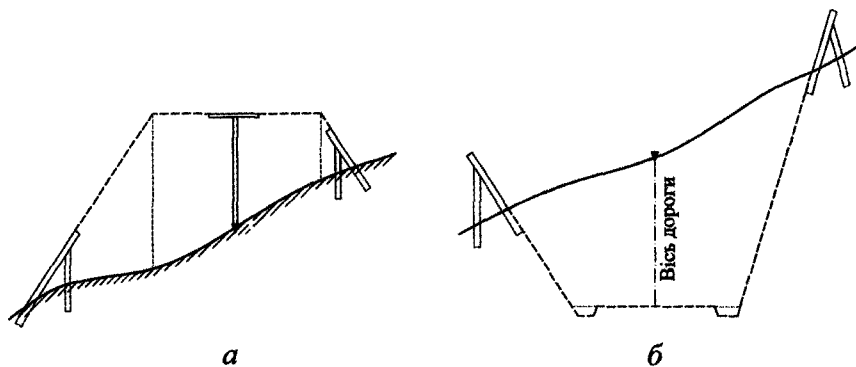


Рис. 7.23. Укісні лекала:
а – для насипу; б – для виймки

При розмічуванні земляного полотна на кривих велика увага приділяється відгону віражу. Він є плавним переходом від двохсильного поперечного профілю на прямій ділянці дороги до односильного – на кривій. На коловій кривій поперечний ухил проїжджої частини автошляху теоретично має задовольняти умову

$$u_{\text{вир}} = 0,79V^2 / R,$$

де $u_{\text{вир}}$ – ухил віражу (%); V – швидкість руху транспорту (км/год).

Якщо ухил віражу дорівнює поперечному ухилу проїжджої частини, то перехід від двохсильного профілю до односильного здійснюється обертанням зовніш-

ньої частини полотна навколо осі дороги, а внутрішня частина залишається без зміни. При більшому ухилі віражу відгін проводять обертанням всього полотна навколо внутрішньої крайки проїжджої частини. В результаті проїжджа частина і узбіччя отримують форму гіперболічного параболоїда. При $R \leq 700$ м внутрішня крайка зміщується на кривій внаслідок розширення проїжджої частини за рахунок узбіччя, що ускладнює розрахунок позначок на віражі. Відгін віражу і розширення дороги проводять тільки в межах перехідних кривих, а на колій кривій ухил віражу $u_{\text{вдр}}$ і розширення Δb_L постійні (рис. 7.24).

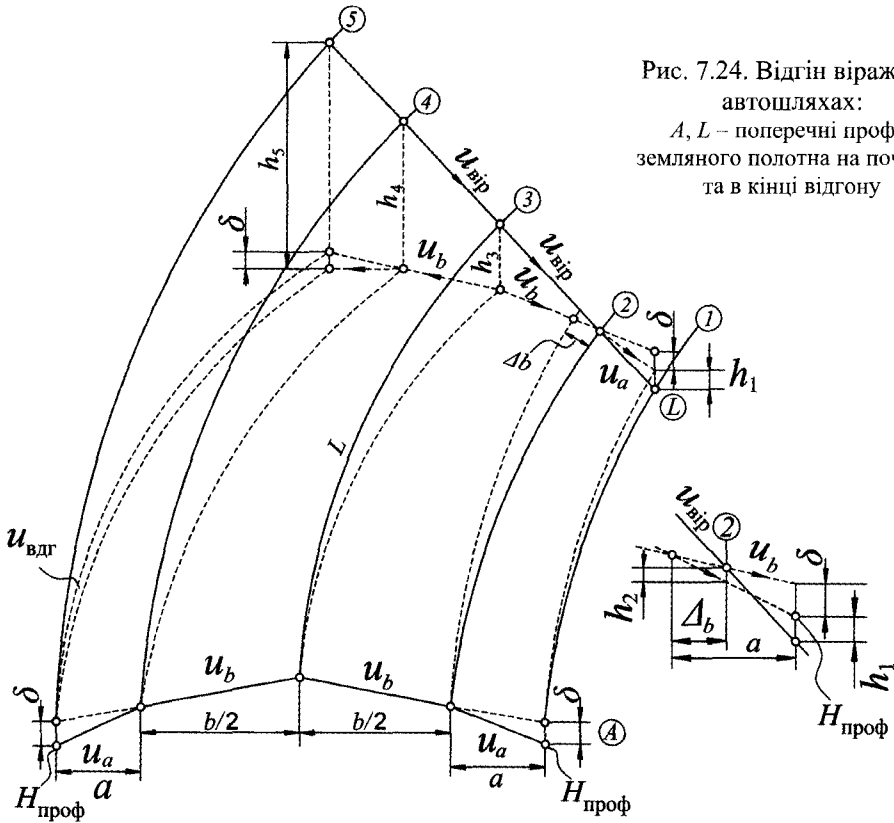


Рис. 7.24. Відгін віражу на автошляхах:
 A, L – поперечні профілі
 земляного полотна на початку
 та в кінці відгону

Розрахунок позначок на віражі проводять у такий спосіб. За 10-20 м до початку відгону віражу поступово піднімають крайки узбіч так, щоб на початку відгону вони мали поперечний ухил проїжджої частини, а профільні позначки узбіч від початку відгону на всій кривій збільшують на величину

$$\delta = a(u_a - u_b),$$

де a – ширина узбіччя; u_a, u_b – поперечні ухили узбіччя і проїжджої частини дороги. Тому на початку відгону віражу (переріз A) проектні позначки будуть:

$$Z_1 = Z_5 = Z_{\text{проф}} + \delta; \quad Z_2 = Z_4 = Z_1 + au_b; \quad Z_3 = Z_1 + (a + b/2)u_b,$$

де $Z_{\text{проф}}$ – позначка проектного профілю дороги; b – ширина проїжджої частини.

В кінці відгону віражу (переріз L) визначають відповідні проектні позначки або поправки h_i ($i = 1, 2, 3, 4, 5$) до проектних позначок типового поперечного профілю дороги за формулами

$$Z_1 = Z_{\text{проф}} + \delta - (a - \Delta b_L)(u_{\text{вир}} - u_b);$$

$$Z_2 = Z_1 + (a - \Delta b_L)u_{\text{вир}}; \quad Z_3 = Z_1 + (a + b/2)u_{\text{вир}};$$

$$Z_4 = Z_1 + (a + b)u_{\text{вир}}; \quad Z_5 = Z_1 + (2a + b)u_{\text{вир}}$$

або

$$h_1 = \delta - (a - \Delta b_L)(u_{\text{вир}} - u_b);$$

$$h_2 = \Delta b_L u_{\text{вир}} - (a - \Delta b_L)u_b; \quad h_3 = (b/2 + \Delta b_L)(u_{\text{вир}} - u_b);$$

$$h_4 = (b + \Delta b_L)u_{\text{вир}} - \Delta b_L u_b; \quad h_5 = \delta + (a + b + \Delta b_L)u_{\text{вир}} + (a - \Delta b_L)u_b,$$

де Δb_L – розширення проїжджої частини на колівій кривій.

Позначки відповідних проміжних точок в інтервалі розрахованих перерізів визначаються методом інтерполяції за віддаленістю робочого перерізу від початку відгону.

На практиці для визначення ухилу віражу користуються і нормативним ухилом відгону $u_{\text{вдг}}$ – допоміжним ухилом, який надається зовнішній крайці на початку перехідної кривої. Тоді кінці відгону віражу (точка 5 на рис. 7.24) утворюється додаткове перевищення $h_{\text{вдг}} = Lu_{\text{вдг}}$ і ухил віражу обчислюють за формулою

$$u_{\text{вир}} = \frac{h_{\text{вдг}} - (a - \Delta b)u_b}{a + b + \Delta b}.$$

Для доріг I-II категорій ухил $u_{\text{вдг}}$ відгону віражу беруть не більше як 0,5 %, для III-V категорій – 1 % на рівнинній місцевості й 2 % – в гірській. Поперечний ухил віражу $u_{\text{вир}}$ переважно беруть не більше 4-6 %.

При укладанні щибеневої основи, асфальтового покриття або плит контролюються їх позначки на кожному 20-метровому поперечнику, включаючи пікетні точки, особливо на вертикальних кривих і віражах (див. гл. 5). При цьому також треба дотримуватися вказаних вище вимог, а різниця позначок точок, віддалених одна від одної на відстань 10 м, не повинна перевищувати 30 мм для асфальтобетонних і 20 мм для цементобетонних покриттів.

Під час укладання цементобетонних покриттів за допомогою бетоноукладальних машин геодезичні роботи зводяться до забезпечення точного встановлення рейок-форм і контролю укладання покриття. Рейко-форми укладають паралельно поздовжній осі дороги. Їх прямолінійність витримується в межах до 5 мм у горизонтальній площині й до 2 мм – у вертикальній.

Бетоноукладач з електронною системою витримування курсу й позначок поздовжнього і поперечного профілів забезпечує укладання покриття з відхиленням 1-2 мм по висоті. Для перевірки шорсткості поверхні та дотримання поперечних ухилів користуються лазерним площиновказом, нівеліром, а на вузьких дорогах – рейкою-рівнем.

При укладанні плит їх довгу грань орієнтують паралельно до осі автошляху по кілкових маяках, встановлених на заданий проектний рівень для збереження позовжнього і поперечного ухилів. Вибірковий виконавчий контроль ухилів проводять рейкою-рівнем. Нестиккування суміжних плит по вертикалі після подвійного укочування не повинне перевищувати 3 мм.

7.14. Геодезичні роботи при будівництві залізниць

7.14.1. Контроль укладання колій

Залізнична колія складається із земляного полотна і верхньої надбудови. Остання включає баластний шар, шпали і рейки. Технологія геодезичного контролю при укладанні залізничних колій аналогічна контролю при будівництві автошляхів, але з вищими вимогами до планового і висотного положення рейок. На прямій ділянці рейки повинні бути горизонтальними, а на кривій робиться відгін віражу з максимальним підвищенням зовнішньої рейки в кінці відгону:

$$h = 12,5V^2 / R,$$

де V – швидкість руху (км/год); R – радіус колової кривої (м); h – величина підвищення рейки (мм). Там же на кривій влаштовують розширення колії на 22 мм, тобто поступово змінюється ширина колії від 1520 до 1542 мм відповідно на початку та в кінці відгону віражу (докладніше див. гл. 5).

Важливим процесом геодезичного забезпечення будівництва залізниць є розмічування стрілкових переводів, з'їздів і колійних вулиць. Принципову схему стрілкового переводу наведено на рис. 7.25. Найсуттєвіша його частина – *хрестовина*. Кут α між робочими гранями хрестовини називається *кутом хрестовини*, його вершина в точці перетину осей з'єднуваних колій – *центром стрілкового переводу (ЦСП)*, а в точці перетину граней хрестовини – *математичним центром хрестовини (МЦХ)*. Величину

$$\frac{1}{N} = 2\text{tg} \frac{\alpha}{2} \approx \text{tg} \alpha$$

називають *маркою хрестовини*. Розрізняють хрестовини звичайні, симетричні й перехресні.

Відстані a_0 від ЦСП до вістря пера, b_0 – від ЦСП до МЦХ, a – від ЦСП до переднього стику рамної рейки і b – від ЦСП до хвостовика хрестовини для марки хрестовини стандартні. Найпоширеніші у практиці будівництва залізниць марки звичайних стрілкових переводів для нормальної колії (ширина 1520 мм) та їхні характеристики наведено в табл. 7.5.

Розмічування стрілкових переводів для з'єднання двох колій під кутом хрестовини починають з визначення положення ЦСП на головній колії за його проектним пікетажним значенням. Встановивши в ЦСП теодоліт і зорієнтувавши його по осі головної колії, відкладають кут α і закріплюють напрям другорядної колії, а потім, відкладаючи відстані a і b , визначають положення відповідно початку рамної рейки і хвостовика хрестовини. За кутом $\alpha/2$ та бісектрисою

$c = Nl_0$, де l_0 – ширина колії, визначають положення МЦХ. Кути відкладають з похибкою 10-20", а відстані 2-3 мм.

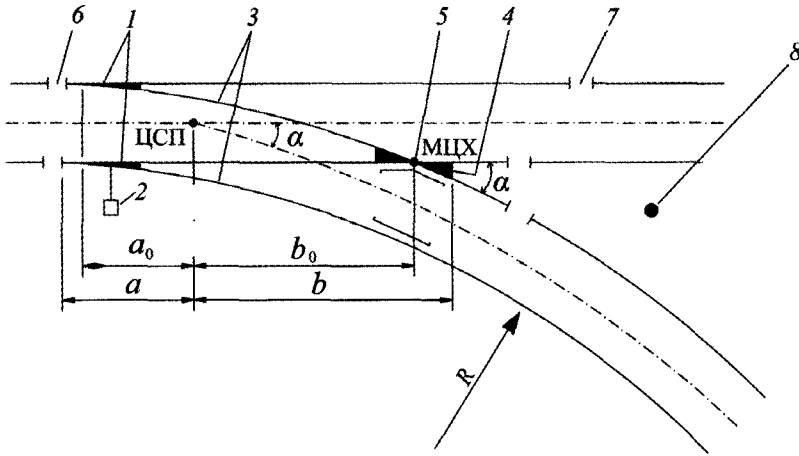


Рис. 7.25. Схема стрілкового перевodu:

1 – вістря стрілки; 2 – механізм перевodu стрілок; 3 – рейки перевідної кривої; 4 – хрестовина; 5 – МЦХ; 6, 7 – початок та кінець рамної рейки; 8 – граничний стовпчик

Таблиця 7.5

Марки хрестовин та їх геометричні параметри

Марка хрестовини	Кут хрестовини	Радіус перевідної кривої, м	Тип рейки	Параметри, м			
				a_0	a	b_0	b
1/9	6° 20' 25"	297	P43	11,096	15,423	13,758	15,638
			P65	12,422	15,191	13,758	15,848
1/11	5 11 40	297	P50	10,103	14,430	16,799	19,099
			P65	11,249	14,018	16,799	19,339
1/18	3 10 12	960	P50	21,721	25,557	27,537	31,962
			P65	21,721	25,557	27,537	31,962
1/22	2 35 50	1440	P65	26,832	31,866	33,614	39,254

Якщо осі з'єднуваних колій утворюють кут $\beta > \alpha$ (при $\beta < \alpha$ з'єднання неможливе), то ЦСП відносять від кута повороту другорядної колії (рис. 7.26) на відстань

$$x = \frac{b + q + T}{\sin \beta} \sin(\beta - \alpha); \quad T = R \operatorname{tg} \frac{\beta - \alpha}{2},$$

де q – пряма вставка, яка здебільшого кратна 12,5 м. Вершину C поворотної кривої визначають двічі полярним способом: із точки B за кутом β та відстанню $BC = x \sin \alpha / \sin(\beta - \alpha)$, а із ЦСП – за кутом α та відстанню $(b + q + T)$. Якщо у проєкті задано положення МЦХ, то розмічування примикання проводять у зворотному напрямку.

Для примикання паралельних колій визначають абсцису $x_C = Nl$ вершини C кута повороту, де l – відстань між осями паралельних колій, яка на прямих ділянках встановлюється не менше 4 800 мм, а на вантажних дворах – не менше 4 500 мм. На такій же відстані x від ЦСП встановлюють граничні стовпчики, які обмежують стоянку поїздів.

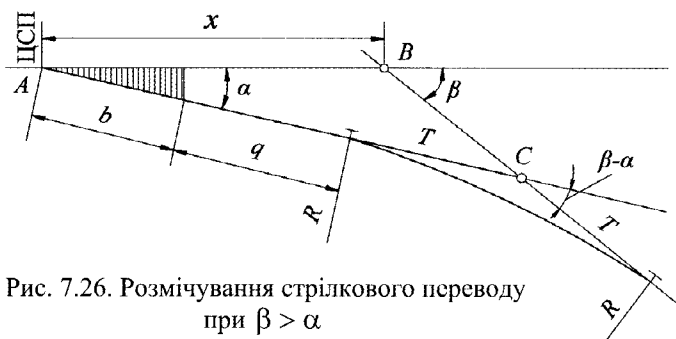


Рис. 7.26. Розмічування стрілкового переводу при $\beta > \alpha$

Примикання багатьох паралельних і непаралельних ліній здійснюється різними способами поєднання стрілкових переводів, наприклад, розміщенням їх на одній стрілковій вулиці, що створює з більшістю колій у парку кут α чи β , або встановленням кількох стрілкових переводів на головній колії.

Контролюючи якість укладання колій, перевіряють правильність розмічування кутів повороту, відстань між ними, елементи кривих, відгін розширення колії на кривих, стрілкових переводів, стрілкових вулиць і з'їздів, відстань між осями колій, положення граничних стовпчиків, а також позначки головок рейок на кожному пікеті й 20-метрових плюсових точках на початку, в середині та в кінці кривої, на хрестовині, на переїздах і переходах.

7.14.2. Контроль геометрії криволінійних колій

Нерівномірність динамічних навантажень під час руху поїздів, крім осідання основи, спричинює зміщення рейок від проектного положення у горизонтальній площині, особливо на кривих. Для визначення змін у положенні рейок та кривини колій на залізничних магістралях використовують рухомі вагони-лабораторії, які оснащено датчиками для неперервного вимірювання стрілок кривини методом трьох точок. У двох крайніх точках – базі – розташовують стаціонарні датчики, які контактують з боковою поверхнею головки рейки, а в середній точці монтують підпружинений датчик, яким вимірюється стрілка кривини. Крім стрілок, електронна система вагона-лабораторії фіксує пройдений шлях, поперечний і поздовжній ухили колії, габаритні наближення до підпирних стінок, платформ тощо. Додатково рух вагона-лабораторії на трасі контролюється GPS.

При будівництві та експлуатації залізничних колій на промислових підприємствах, у кар'єрах, шахтах деформаційні зміщення визначають із геодезичних вимірювань. Для визначення стрілок кривини колій використовують: струнний спосіб; рейковий і позарейковий способи бокового нівелювання; спосіб полярних координат і GPS. Точки вимірювання стрілок кривини розмічують на зовнішній рейці через 20 м (рідше – через 10 м) за допомогою мірного троса (кабелю з капрон-

новою оболонкою), оскільки на електрифікованих залізницях використання металевих рулеток забороняється, або лазерною рулеткою, відкладаючи хорду завдовжки c , яка еквівалентна відстані $k \geq c$ по кривій радіуса R . Для заданої довжини k кривої довжина хорди

$$c = k(1 - k^2 / 24R^2).$$

Для $R \geq 600$ м різниця між кривою і хордою завдовжки 20 м менша 1 мм.

У **струнному способі**, в якому найпростіше реалізується метод трьох точок, точки розмічуються через 10 або 20 м залежно від радіуса кривої та ступеня деталізації кривини. Приклавши капронову волосінь на першій тріаді точок 0-1-2 в середній точці лінійкою вимірюють стрілку кривини в міліметрах. Для зручності вимірювань робочу точку на головці рейки закріплюють П-подібною накладкою. Потім аналогічно вимірюють стрілку кривини в тріаді точок 1-2-3 і т. д. до кінця кривої (колової і перехідних). Стрілки вимірюють двічі – у прямому та зворотному напрямках.

При правильному укладанні колій величина стрілки кривини має бути однакою на колдовій кривій і поступово зменшуватися до нуля на перехідних кривих.

Рейковий спосіб бокового нівелювання відрізняється від струнного тим, що останній замінюється довшим оптичним створом (до 100 м і більше) за допомогою теодоліта й візирної марки. Стрілки кривини на малих відстанях можна вимірювати лінійкою, а на більших – боковим нівелюванням по нівелірній рейці, яку послідовно укладають в різних точках у напрямі радіуса кривої. При цьому п'ятку рейки роблять Т-подібною.

За відліками F_i ($i = 0, 1, \dots, 5$) за нівелірною рейкою (рис. 7.27) визначають стрілку

$$f_i = F_i - (F_{i-1} + F_{i+1}) / 2$$

кривини рейки в усіх проміжних точках, за винятком нульових, в яких теодолітом вимірюють кут φ повороту хорди 2-3 відносно 2-1. У цьому випадку

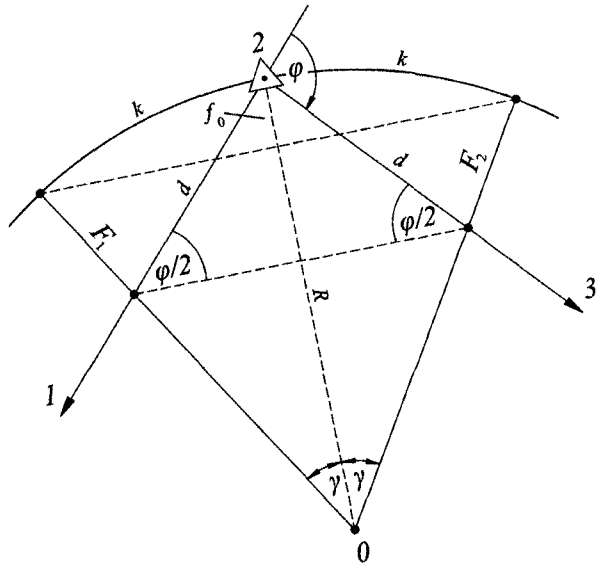


Рис. 7.27. До визначення стрілки кривини в заданій точці кривої

$$f_0 = d \sin \frac{\varphi}{2} - \frac{F_{i-1} + F_{i+1}}{2} \cos \gamma; \quad d = \frac{k \cos \gamma / 2}{\cos(\varphi / 2 - \gamma)}; \quad \gamma \approx \frac{180^\circ k}{\pi R},$$

тут d – відстань від вершини кута повороту до суміжних точок; R – наближене значення радіуса кривої; k – довжина частини кривої.

Проте недолік цього способу, як і струнного, – небезпечне перебування персоналу на коліях з інтенсивним рухом транспорту.

Позарейковий спосіб бокового нівелювання [11] полягає в тому, що у міжколіній зоні з боку зовнішньої рейки прокладається полігонометричний хід (рис. 7.28, а), від створу сторін якого вимірюють відхилення $F_i (i = 1, 2, \dots, n)$. Він не має зазначеного вище недоліку і сприяє безпечному обстеженню колій, зайнятих поїздами (відстій, завантаження, ремонт тощо). Пункти ходу вибирають на безпечній відстані від колії і так, щоби вони розташовувалися на нормалі до рейки в контрольній точці поділу пікетажу.

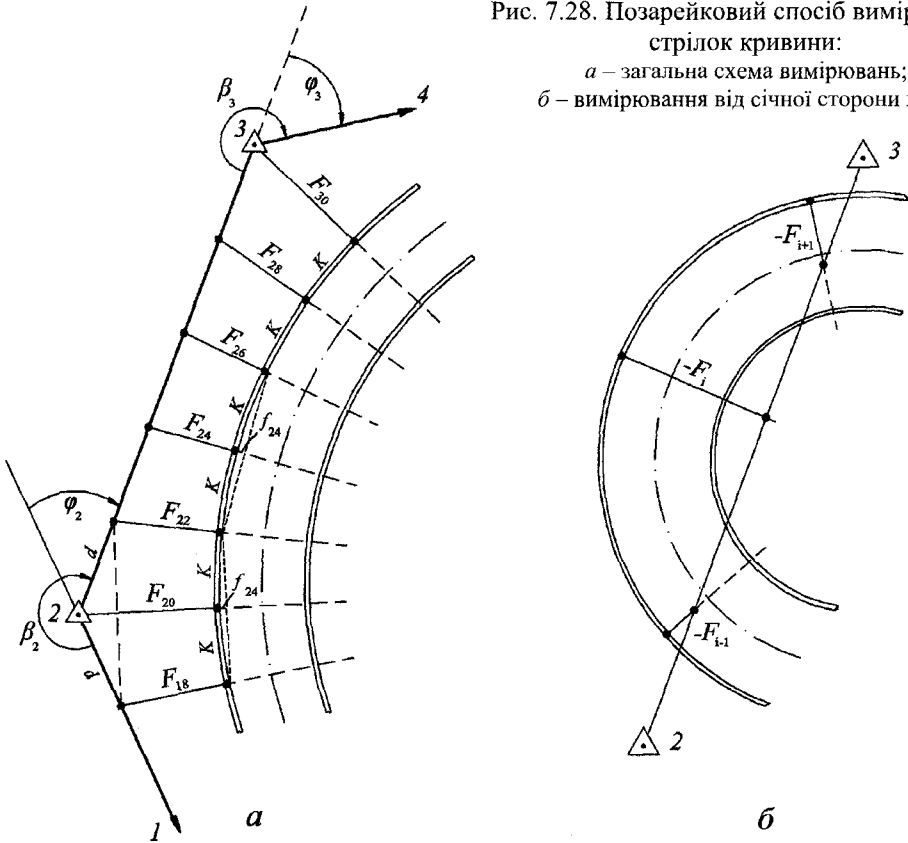


Рис. 7.28. Позарейковий спосіб вимірювання стрілок кривини:

а – загальна схема вимірювань;
б – вимірювання від січної сторони ходу

Якщо крива повертає ліворуч, то знімальний хід розташовується з правого боку і вимірним відхиленням надають знак “мінус”, як і визначеним стрілкам кривини. В окремих випадках – на кривих малого радіуса (рис. 7.28, б) – сторона ходу може пересікати криву і вимірним відхиленням надають знаки: “плюс”, якщо рейка розташована праворуч від створу, і “мінус” – якщо ліворуч.

Стрілки кривини обчислюють за формулою

$$f_i = \frac{F_{i-1} + F_{i+1}}{2} \cos\left(\frac{180^\circ k}{\pi R}\right) - F_i.$$

На поперечнику, що проходить через пункт полігонометрії (див. рис. 7.28, б), стрілку кривини визначають із врахуванням кута повороту $\varphi_2 = 180^\circ - \beta_2$, тобто

$$f_{20} = \frac{F_{18} + F_{22}}{2} \cos\left(\frac{180^\circ k}{\pi R}\right) - F_{20} + d \sin \frac{\varphi_2}{2},$$

де R – наближене значення радіуса колової кривої (на ділянках перехідної кривої береться $\cos(180^\circ kl / RL)$); l – відстань до контрольної точки від початку можливої перехідної кривої; d – відстань до точки відліку за шкалою нівелірної рейки на пункті, яку треба знати з похибкою 5-10 мм.

Допустима похибка стрілки кривини визначається за формулою $m_f = m_F \sqrt{1,5}$. Тому, якщо бокове нівелювання виконувати з похибкою до 2 мм, то похибка стрілки кривини не повинна перевищувати 3 мм. Тепер за формулою $R \approx c^2 / 8f$ визначається відносна похибка радіуса:

$$\frac{m_R}{R} = \sqrt{\left(2 \frac{m_c}{c}\right)^2 + \left(\frac{m_f}{f}\right)^2} \approx \frac{m_f}{f},$$

де m_c / c – відносна похибка хорди 1-3. Якщо $R \approx 600$ і $c = 20$ м при $m_f = 2$ мм похибка радіуса становитиме 1/167, що менше 1% за допуском.

У **способі полярних координат** з пунктів полігонометричного ходу електронним тахеометром вимірюють кут і відстань до контрольних точок рейки для отримання їх координат та визначення стрілки кривини за формулою

$$f_i = \frac{(x_i - x_{i-1})(y_{i+1} - y_{i-1}) - ((y_i - y_{i-1})(x_{i+1} - x_{i-1}))}{\sqrt{(x_{i+1} - x_{i-1})^2 + (y_{i+1} - y_{i-1})^2}}.$$

Знак при f_i вказує на положення точки рейки стосовно хорди: якщо “плюс”, то праворуч від напрямку хорди, а якщо “мінус” – ліворуч.

На контрольних точках встановлюють віху з трипелъпризмою та сферичним рівнем. Для фіксації віхи на осі рейки користуються П-подібною вилкою (башмаком). Щоб забезпечити належну точність визначення стрілки кривини, похибка визначення координат точок не може перевищувати 2-3 мм.

Аналогічно використовують і **антену GPS-приймача** в кінематичному режимі знімання контрольних точок. Для цього опорну станцію встановлюють на пункті геодезичної мережі, що прокладається вздовж траси. Перевага даного способу – автономність і оперативність вимірювань, а недолік – менша точність визначення координат (10-20 мм).

Треба зазначити, що у залізничній практиці, крім стрілок кривини в деяких програмах опрацювання даних використовують **евольвенти** контрольних точок [94]. Математично евольвента описує траєкторію руху кінця нитки, що змотується з кривої, поки ця нитка не стане дотичною до заданої точки кривої або перпендикулярною до радіуса в ній. Принцип визначення евольвент показано на рис. 7.29 для точки 34 за даними вимірювань стрілок кривини позарейковим способом:

$$e = (S_1 + S_2) \sin \varphi_1 + S_2 \sin \varphi_2 + k(n_{34} - n_{30}) \sin(\varphi_1 + \varphi_2 + \varphi_3) + F_{34} - F_{10},$$

де S_1, S_2 – довжини сторін ходу; $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$ – кути повороту ходу; F_{10}, F_{34} – виміряні відхилення контрольних точок на прямій ділянці колії і на даній точці кривої; $k(n_{34} - n_{30})$ – відстань точки кривої від останнього пункту ходу.

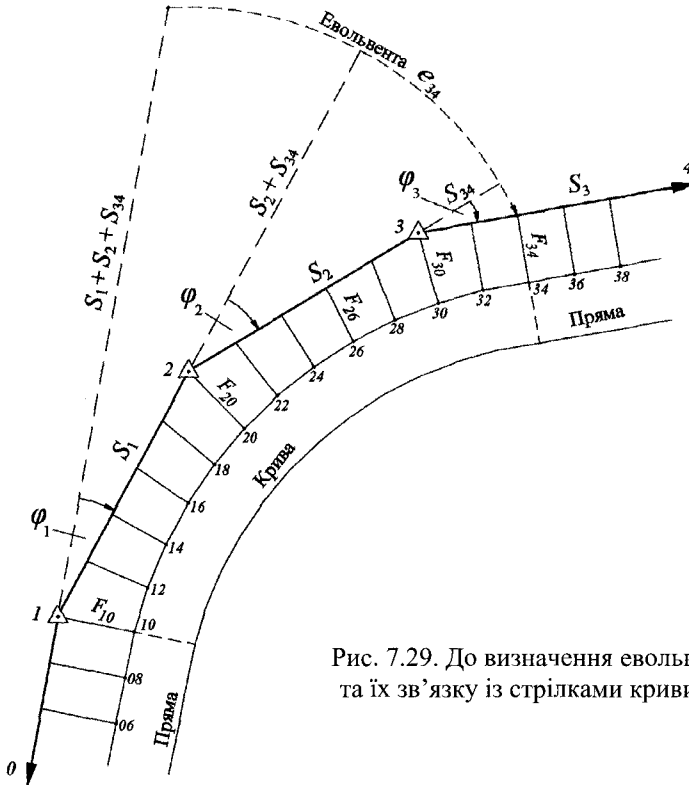


Рис. 7.29. До визначення евольвент та їх зв'язку із стрілками кривини

Методика визначення евольвент спрощується, якщо пункти ходу розташовувати безпосередньо на рейці колії, тобто коли відхилення $F_{10}, F_{20}, \dots, F_{n0}$ на опорних пунктах дорівнюватимуть нулеві.

Між стрілками кривини і евольвентами існує взаємозв'язок:

$$f_i = \frac{e_{i-1} + e_{i+1}}{2} - e_i.$$

При реалізації останніх двох способів вимірювання елементів кривини рейок технологічно можуть виникати порушення умови рівновіддаленості контрольних точок (якщо пропускати процес попереднього їх розмічування на рейках). У такому випадку (рис. 7.30) виміряну стрілку в точці 2 треба привести до точки 2⁰ або визначити радіус кривої за формулами

$$f_0 = f - \frac{(c_2 - c_1)^2}{8R}; \quad R = \frac{c_1 c_2}{2f} + \frac{f}{2} - \frac{R}{16} \left[\frac{(c_2 - c_1)^2}{c_1 c_2} \right]^2.$$

Останні члени цих формул можна не враховувати, якщо абсолютна різниця Δc хорд не перевищує величини

$$\Delta c \leq 0,84c \sqrt{m_R / R}.$$

Для хорди $c = 20$ м і $m_R/R = 1/100$ різниця Δc не повинна перевищувати 1,7 м, що дозволяє не дотримуватися точного пікетажу при обстеженні криволінійних колій.

Нівелювання головок рейок на кривих виконується з метою виправлення їх висотного положення згідно з вимогами відгону віражу. Зважаючи на високі швидкості руху поїздів на магістральних лініях, висотне положення рейок контролюють нівелюванням IV класу, коли похибка передачі висоти на 200 м становить $m_H = 10\sqrt{0,2} = 4,5$ мм.

При цьому похибка висот двох точок рейки, віддалених між собою до 20 м, сягатиме 1,5 мм. Положення головки внутрішньої рейки кривої відносно зовнішньої визначається за допомогою контрольної бази з рівнем (похибка до 0,5 мм), яка забезпечує і вимоги до формування ухилу відгону віражу. В останні роки для оперативного контролю планово-висотного положення залізничних колій використовують лазерний сканер, який встановлюється на вимірювальному візку або на вагон-лабораторії в комплексі із GPS-приймачем. Перевага такого методу – отримання додаткової інформації про стан колії та прилеглих до неї інженерних споруд.

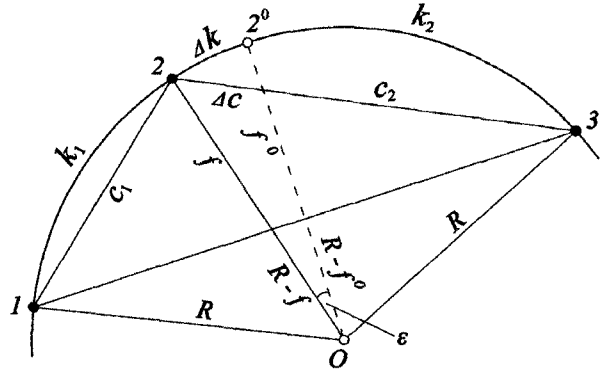


Рис. 7.30. Врахування асиметричності розташування точок кривої при вимірюванні стрілок кривини

7.14.3. Визначення оптимальних горизонтальних зміщень колій на кривих

Проект виправлення планового положення колії, зокрема зовнішньої рейки (положення внутрішньої рейки з розширенням до 22 мм визначається відносно зовнішньої), розробляється на ПК графоаналітичним методом. Спочатку після аналізу визначених стрілок кривини складають графік (рис. 7.31), на якому на осі абсцис відкладають відстані між контрольними точками, а на осі ординат – значення стрілок кривини відповідно у масштабах 1:1 000 (1:2 000) та 1:1(1:2).

Оскільки на перехідних кривих зміна профілю стрілок кривини відбувається за лінійним законом (з похибкою 0,1-0,2 мм), то контрольні точки на графіку розташовуються на ламаних нахилених прямих (під певним кутом до осі абсцис), а на коловій кривій їх профіль передається зазвичай ламаною горизонтальною лінією, паралельною до осі абсцис. Тому за формою трьох ламаних ліній, якими можна апроксимувати рівнобічну трапецію з основою, що складає довжину колової та двох перехідних кривих, можна оцінити ступінь деформації колії та визначити доцільність її виправлення.

Апроксимацію прямих варто виконувати методом еквівалентної площі, який полягає в тому, що дві виміряні стрілки кривини, наприклад, f_8, f_9 , і відстань між

ними a формують елементарну трапецію площею $(f_8 + f_9)a/2$. Тоді умова еквівалентності сумарної площі трапеції виглядатиме так:

$$f_k a[(n_4 - n_1) + (n_3 - n_2)] = a[f_3 + 2(f_4 + f_5 + \dots + f_{23}) + f_{24}].$$

Звідси

$$f_k = \frac{f_3 + 2(f_4 + f_5 + \dots + f_{23}) + f_{24}}{(n_4 - n_1) + (n_3 - n_2)} \approx \frac{2[f]_i^N}{(n_4 - n_1) + (n_3 - n_2)},$$

де f_k – шукана стрілка кривини на початку (в кінці) колової кривої або на кінцях перехідних кривих; n_1, n_2, n_3, n_4 – номери точок початків та кінців симетричних перехідних кривих; $[f]_i^N$ – сума стрілок кривини $(N - 2)$ контрольних точок (стрілки кривини в ППК приймаються рівними нулеві); $N = n_4 - n_1 + 1$ – загальна кількість рівновіддалених точок, взятих для вирівнювання кривини колії, включаючи і точки з нульовими значеннями стрілок.

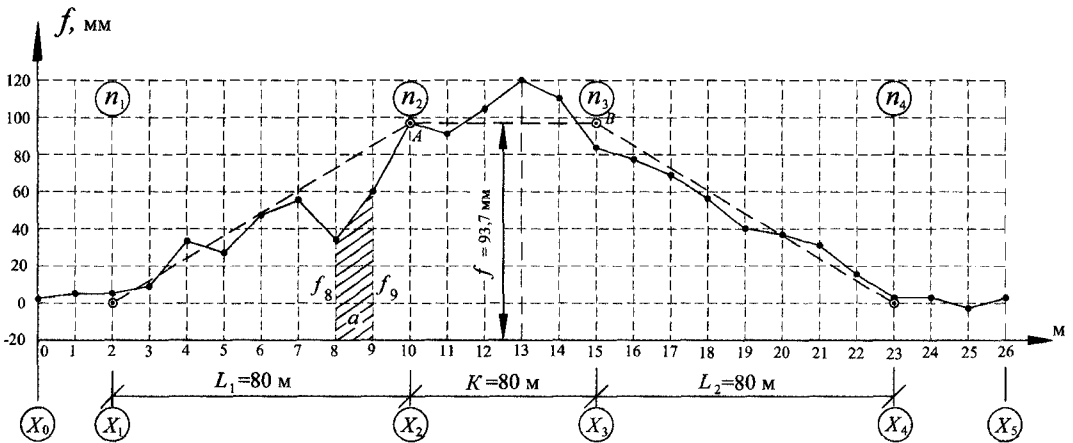


Рис. 7.31. Графік стрілок кривини зовнішньої рейки залізничної кривої та проект її рихтування

Для прикладу в табл. 7.6 наводяться виміряні значення стрілки кривини залізничної кривої радіусом 500 м у рівновіддалених контрольних точках через 10 м від хорди завдовжки 20 м. На основі цієї таблиці складено графік (див. рис. 7.31), на якому довільно (з очевидним відступом від оптимальності зміщень) вибрано прямі апроксимації. Кінцеві точки цих прямих розташовано в точках 2, А, В, 23, якими задаються можливі (варіантні) довжини $L_1 = L_2 = 80$ м перехідних кривих і $K = 50$ м колової кривої (виміряні стрілки в точках 0, 1, 24, 25, 26 за їх малістю до уваги не взято). У результаті підрахунку для $n_1 = 2$, $n_2 = 10$, $n_3 = 15$, $n_4 = 23$ отримано точне і наближене значення $f_k = (2 + 2 \cdot 1214 + 5) / 26 = 93,65$ мм і $f_k \approx (2 \cdot 1214) / 26 = 93,38$ мм оптимальної стрілки на коловій кривій. Для цих значень f_k отримано: суму поправок -7,0 і 0,0 мм (різниця несуттєва); суму квадратів

**Визначення оптимальних стрілок кривини
для виправлення залізничної колії ($R \approx 500$ м)**

№ точки	Виміряні стрілки f кривини, мм	Відстані L і K , м	$\beta = l / L$	Проектна стрілка f^0 , мм	Поправка $v = f^0 - f$, мм	Примітка
0	-	-	-	-	-	-
1	-	-	-	-	-	-
2	2	0	0	0,0	-2,0	$v_2 = 0$
3	4	20	0,125	11,7	7,7	-
4	34	40	0,25	23,3	-10,7	-
5	28	60	0,375	35,0	7,0	-
6	50	80	0,5	46,7	-3,3	-
7	56	100	0,625	58,4	2,4	-
8	38	120	0,75	70,0	32,0	-
9	60	140	0,875	81,7	21,7	-
10	96	160	1	93,4	-2,6	-
11	92	-	1	93,4	1,4	-
12	104	-	1	93,4	-10,6	-
13	120	$K=100$ м	1	93,4	-26,6	-
14	110	-	1	93,4	-16,6	-
15	84	160	1	93,4	9,4	-
16	80	140	0,875	81,7	1,7	-
17	70	120	0,75	70,0	0,0	-
18	56	100	0,625	58,4	2,4	-
19	42	80	0,5	46,7	4,7	-
20	38	60	0,375	35,0	-3,0	-
21	34	40	0,25	23,3	-10,7	-
22	18	20	0,125	11,7	-6,3	-
23	5	0	0	0,0	-5,0	$v_{23} = 0$
24	3	-	-	-	-	-
25	-4	-	-	-	-	-
26	2	-	-	-	-	-
Сума f , мм	2435	-	-	-	-	-
Стрілка f_k , мм	-	-	-	93,4	-	-
Сума квадратів поправок, мм ²	-	-	-	-	3152,0	-

поправок 3152 мм^2 , модуль середньої поправки $8,5$ мм та її середньоквадратичне значення $\sqrt{3152/22} = 12$ мм. Аналіз величин поправок свідчить, що виправленню підлягають стрілки кривини тільки в 11-х (із 26-ти) точках кривої, в яких поправки

перевищують 5 мм. Радіус виправленої колії становить близько 535 м, який визначається за формулою

$$R \approx \frac{c^2}{8f_k},$$

де c – довжина хорди, від якої вимірюють стрілки кривини (в нашому прикладі $c = 20$ м).

За матеріалами обчислень складається схема виправлення положення рейок. Якщо поправка має знак “плюс”, то реальна стрілка кривини збільшується, а якщо “мінус” – зменшується. В натурі у вказаному місці збоку від рейки забувають контрольний штир (маяк), від якого вимірюють відстань до рейки і після зміщення рейки контролюють її положення із врахуванням величини поправки.

Під час виправлення положення рейки треба пам’ятати, що зміна стрілки кривини в даній точці на величину Δf викликає зміну стрілок у сусідніх точках у тому ж напрямку на величину $\Delta f/2$. Для контролю правильності виправлення рейки вимірюють стрілку кривини струнним способом у довільній точці, віддаленій від кінців струни на відстані c_1 і c_2 , для якої проектну або оптимальну стрілки кривини обчислюють за формулами [139]

$$f_k \approx \frac{c_1 c_2}{2R}; \quad f_n = \frac{c_1 c_2}{6RL} (3l + c_2 - c_1)$$

відповідно для колової та перехідної кривих. Якщо $c_1 = c_2 = c$, то

$$f_k \approx c^2 / 2R; \quad f_n = c^2 l / 2RL,$$

де l – віддалення точки перехідної кривої від її початку; L – довжина перехідної кривої.

У випадку, коли проектна стрілка кривини $f_i^0 = \beta_i f_k$ не задовольняє габаритні умови щодо зміщення осі колії на мостах, платформах, стрілочних переводах тощо, то проєктант, працюючи в діалоговому режимі, може провести бажану проектну лінію через вказану точку і отримати прийнятне рішення. При автоматизації таких розрахунків з мінімізацією суми квадратів поправок типу

$$\frac{x_{1i} - x_0}{x_1 - x_0} f_k - f_{1i} = v_{1i}; \quad f_k - f_i = v_i; \quad \frac{x_k - x_{2i}}{x_k - x_2} f_k - f_{2i} = v_{2i}$$

стрілку f_k можна визначити **методом квадратичного програмування** з використанням умови $\Sigma v^2 = \min$ як функції мети і трьох обмежень:

$$\Sigma v = 0; \quad \beta_1 f_k - f_1 = 0; \quad \beta_2 f_k - f_2 = 0$$

на суму поправок та положення ліній оптимізації перехідних кривих (лінія стрілок колової кривої залишається незмінною). При цьому за певною схемою можна змінювати пікетажні значення x_0 і x_k для зменшення або збільшення довжини перехідних кривих, але залишаючи незмінною довжину колової кривої. Щоб витримати вказані обмеження з певним допуском $\pm \Delta_f$, наприклад, до 50 мм, можна ввести обмеження на модулі поправок (теоретичні засади оптимізації розглядаються у гл. 13).

Глава 8. ГЕОДЕЗИЧНІ РОБОТИ У ГІДРОТЕХНІЧНОМУ БУДІВНИЦТВІ

8.1. Загальні відомості

До гідротехнічних належать споруди, які служать для використання водних ресурсів або для захисту від них. Доступні для використання запаси водних ресурсів рік і озер України оцінюються в понад 50 млрд м³. Такі ріки, як Дніпро, Дністер, Дунай використовуються для водозабезпечення великих міст, промислових, сільськогосподарських та інших об'єктів. Порівняно із промисловими і транспортними спорудами, гідротехнічні споруди мають свої характерні особливості. Скажімо, греблі і береги водосховищ зазнають значних динамічних навантажень, перебуваючи в постійній взаємодії з водою, до того ж, у весняний період ускладнюється їх експлуатація через льодостав та накопичення значної кількості талої води.

Гідротехнічні споруди, зокрема ГЕС, проектують переважно у дві стадії – розроблення проектного завдання та складання робочого проекту. Але ще до цього розробляється план комплексного використання ріки, який включає: а) поділ ріки на ділянки; б) вибір позначок підпірних рівнів води водосховищ; в) визначення потужності ГЕС; г) попередня компоновка споруд гідровузла і т. д.

У проектному завданні визначається остаточний розмір отвору греблі, уточнюється компонування гідровузла і приймається позначка нормального підпірного рівня (НПР) водосховища, розробляються питання організації будівництва всього комплексу гідровузла, використання будівельних матеріалів, транспорту і т. д.

Завданням робочого проекту є складання робочих креслень.

Інженерно-геодезичне вишукування як складова частина інженерно-технічних вишукувань провадиться з метою:

- створення топографічних планів різних масштабів на територію будівництва;
- виконання інженерно-геодезичних робіт у процесі інженерно-геологічних і гідрологічних вишукувань, розвідування родовищ будівельних матеріалів (піску, гравію, щебеню тощо).

Завдання інженерно-геологічних вишукувань – вивчення геологічної будови території будівництва гідроспоруд, несної здатності гірських порід, режиму підземних вод. При цьому інженерно-геодезичні роботи зводяться до створення необхідних карт і планів для відображення на них планово-висотного положення геологічних свердловин, шурфів та відслонень, похибка прив'язки яких не повинна перевищувати 0,2 мм на плані та у профілі.

Гідрологічні та гідрометричні вишукування здійснюються з метою дослідження водоносності й режиму ріки та її приток. Інженерно-геодезичне супроводження вишукувань зводиться до визначення позначок рівня та ухилів водотоку, складання плану і поздовжнього профілю ріки.

Масштаби топографічного знімання території будівництва ГЕС вибираються в залежності від виду і точності виконання будівельних робіт. Так, для підрахунку об'єму водосховища укладають топографічний план масштабу 1:10 000 з перерізом

рельєфу 0,5 м. Для берегової зони, зокрема в місцях розташування населених пунктів, використовують плани у масштабі 1:2 000 з перерізом рельєфу 1 м, що дозволяє розраховувати обсяг земляних робіт з похибкою до 4 %, особливо по котлованах і дамбах. Такі плани задовольняють і вимоги проектування дренажних систем захисту населених пунктів від підтоплення внаслідок фільтрації води з водосховища.

Споруди гідровузлів поділяють на групи: напірні споруди; станційні; суднохідні (шлюзи); рибопропускні; іригаційні та водозабірні; транспортні; дериваційні (тунелі на гірських ГЕС); допоміжні (селище, майстерні гідровузла); тимчасові (бетонний завод, силова підстанція, гаражі, ремонтні майстерні тощо).

Залежно від способу створення напору води (різниця верхнього та нижнього б'єсів) ГЕС поділяють на: греблеві, дериваційні та змішані (гребле-дериваційні). Греблеві ГЕС будують в основному на рівнинних ріках, а дериваційні – на гірських з подачею води підземним тунелем (каналом) безпосередньо на турбіну.

За конструкцією греблі поділяють на гравітаційні (бетонні), аркові (криволінійні) та контрфорсні (включають декілька стінок-контрфорсів).

Планову геодезичну мережу території ГЕС створюють на основі Державної геодезичної мережі 1 і 2 класів, доводячи кількість пунктів до необхідної щільності в залежності від масштабу знімання. В закритій місцевості розвивають полігонометричну мережу за допомогою електронних тахеометрів.

Висотна мережа II-IV класів будується з метою забезпечення великомасштабного картографування території, виконання інженерно-технічних вишукувань, особливо нівелювання ріки, та перенесення проекту в натуру. Геометричне нівелювання III і IV класів доцільно замінювати тригонометричним одночасно із прокладанням ходів полігонометрії.

8.2. Вимірювання глибин, визначення площі живого перерізу і витрат води ріки

Глибини ріки вимірюють з метою визначення площі F живого перерізу і витрат води Q для підрахунку потужності ГЕС (у кВт) за відомою формулою

$$N = g\eta Qh,$$

де g – прискорення земного тяжіння ($9,81 \text{ г/см}^2$); η – коефіцієнт корисної дії гідроагрегата; Q – витрата води, яка проходить через турбіну ($\text{м}^3/\text{с}$); h – напір води на агрегаті (м).

Дані про площу живого перерізу ріки та водосховищ використовуються для визначення витрат води:

$$Q = FV; V = C\sqrt{Ru}, \quad (8.1)$$

де F – площа поперечного перерізу ріки; V – швидкість течії; C – коефіцієнт Шезі, який залежить від шорсткості русла та його гідравлічного радіуса; R – гідравлічний радіус (приблизно дорівнює середній глибині ріки); u – ухил ріки або водосховища.

Напір гідровузла визначається з виразу

$$h = H_{\text{КП}} - H_{\text{НПР}},$$

де $H_{\text{КП}}$, $H_{\text{НІР}}$ – позначки відповідно кривої підпору і вхідного патрубка гідроагрегата (рис. 8.1).

Площу поперечного перерізу визначають за даними промірювання глибин водотоку. Для цього вибирають поперечники (галси), які переважно перпендикулярні до течії ріки (неперпендикулярні поперечники називають косими галсами). Планово-висотне прив'язування берегових точок галсів до пунктів магістральних ходів або ДГМ доцільно виконувати GPS-методом. Точки промірів глибини також прив'язують GPS-методом у режимі RTK.

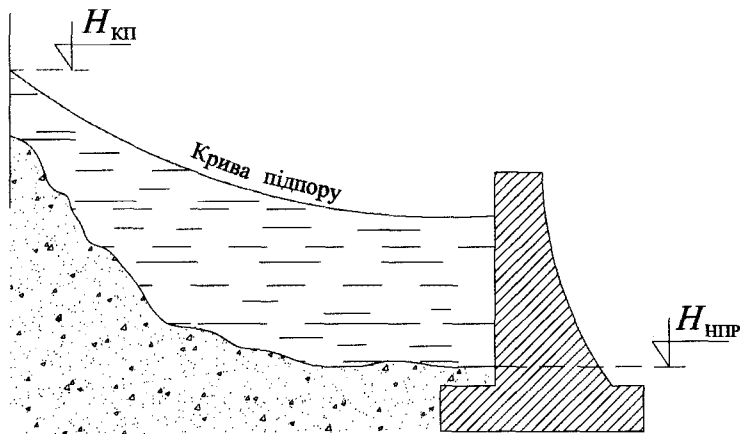


Рис. 8.1. Крива підпору водосховища

Відстань між поперечниками вибирається в залежності від необхідної точності обчислення витрат води. При детальних дослідженнях цю відстань приймають 0,2-0,1 ширини ріки, а відстані між точками промірів глибин – від 5 до 20 м (менші відстані обирають ближче до берега, а більші – на глибинах). Як буде показано далі, збільшення кількості точок проміру глибин сприяє підвищенню точності визначення площі поперечного перерізу водотоку. При цьому відстань між точками проміру глибин не повинна перевищувати 1 см на плані знімання у будь-якому масштабі.

Для вимірювання малих глибин використовують рейку і ручний лот (трос із розміткою через 10 см і важком у 3-5 кг). Похибка вимірювання глибини цими знаряддями становить 5-10 см. Найефективніший засіб для вимірювання глибин – ехолот, робота якого базується на принципі звукової локації. Прилад включає випромінювач A та приймач B відбитих від дна звукових коливань (рис. 8.2).

Глибина визначається за формулою

$$h = h_1 + c = \sqrt{l^2 - (b/2)^2} + c; \quad l = Vt,$$

де V – швидкість поширення ультразвукової хвилі у воді ($V \approx 1500$ м/с); t – різниця в часі між виходом та прийманням сигналу приладом; b – база приладу; c – константа (відстань від приладу до ватерлінії).

Двочастотний ехолот *Bathy-500 df* забезпечує вимірювання глибин у семи діапазонах (режимах) від 0 до 5, 10, 20, 40, 80, 160 і 640 м відповідно на частотах

33, 40, 50, 200, 210, 33/210 та 50/210 кГц. Потужність приладу 600 Вт, швидкість звуку 1400-1600 м/с, точність визначення глибин $h/200$. Дані вимірювань записуються на ПК з програмним забезпеченням Hydropro Navigation і можуть використовуватися для автоматичної побудови профілю дна на термопринтері шириною 210 мм (довжина профілю 90 м).

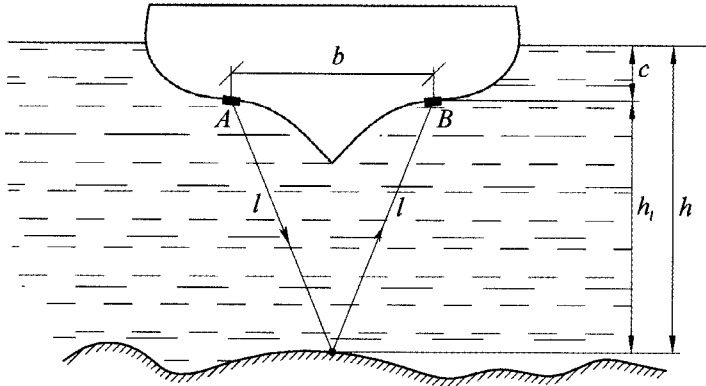


Рис. 8.2. Схема дії ехолота

Для прив'язування точок вимірювання глибини використовується **прилад GPS 5700** з вбудованим радіомодемом та антеною eRTK для приймання/передачі диференційних поправок з базової станції на судно за допомогою радіомодема Trimmark III або модемів мобільними телефонами GPRS/GSM на базовому та рухомому приймачах (при наявності відповідного покриття). На борту катера закріплюється стояк, на нижньому кінці якого кріпиться антена ехолота, а на верхньому – GPS-антена, під якою – антена eRTK (рис. 8.3).

Перед початком вимірів тарується ехолот. Для цього беруть дані про температуру та солоність води і швидкість поширення звуку у воді. Температуру води контролюють перед кожним виходом на промірні роботи та в процесі вимірювань. При зміні температури корегують швидкість поширення звуку.

У процесі вимірювань на галсах оператор спостерігає на моніторі комп'ютера лінію галса, розташування катера щодо нього, траєкторію руху, її азимут, швидкість руху, координати антени ехолота, глибину і профіль дна, відхилення курсу від галса, корегує дії стернового та роботу приладів.

В результаті вимірювань формують файли для кожного галса, які включають номер галса і точки проміру, координати антени ехолота, глибини, час вимірювань та ін. При опрацюванні даних відбраковуються помилкові та фільтруються зайві виміри, обчислюють позначки точки дна за формулою $H_m = H_{GPS} - (b + h)$, де H_{GPS} – позначка антени; b – висота антени над водою; h – виміряна глибина. Потім формують каталог просторових координат точок дна, які можна представити калькою висот, рельєфом дна в горизонталях, а при необхідності – візуалізацією на ортофотоплані акваторії.

Теоретичні та експериментальні дослідження точності промірів глибин в акваторії р. Дністер та Чорного моря засвідчили високу точність визначення глибини

і, як наслідок, площі поперечного перерізу та витрат водотоку, яке зумовлено тим, що промір глибин ведеться дискретним способом через 1 м. Тоді площу поперечного перерізу та її похибку визначимо із таких залежностей [35]:

$$F = \frac{1}{2} \sum_1^n (L_i - L_1)(h_i + h_{i-1}); \quad \frac{m_F}{F} \approx \sqrt{\frac{1}{n-1} \left[\left(\frac{m_h}{h} \right)^2 + \left(\frac{m_l}{l} \right)^2 \right]} \approx \frac{m_h}{h\sqrt{n-1}},$$

де n – кількість точок вимірювань глибини; m_h/h та m_l/l – відносні похибки вимірювань глибини і відстаней між точками.

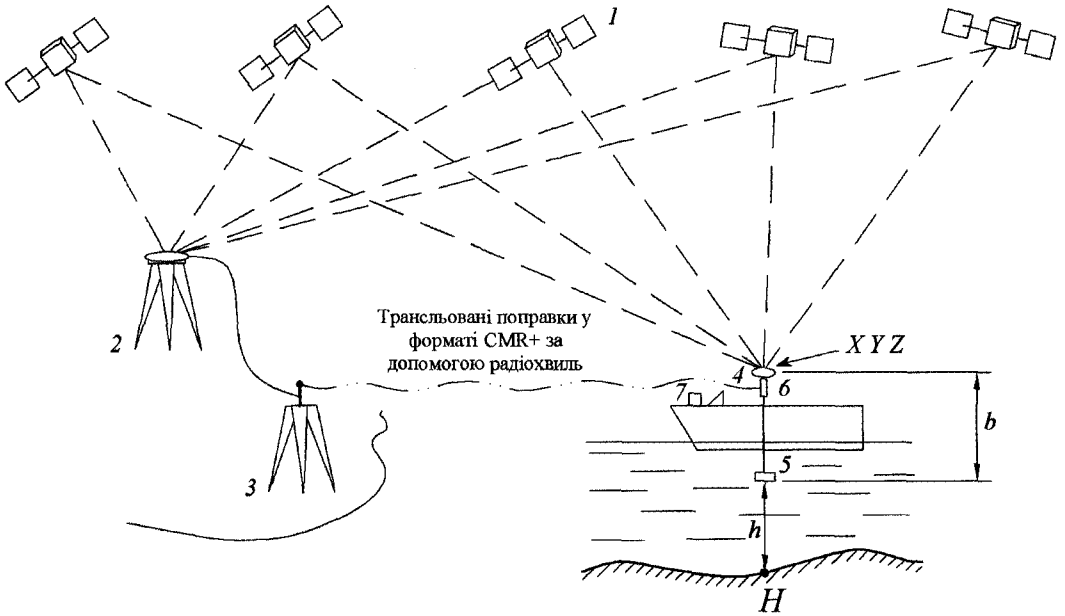


Рис. 8.3. Схема організації вимірювань глибини:

- H – позначка дна у заданій системі координат; b – відстань від GPS-антени до антени ехолота;
 h – глибина, виміряна ехолотом; X, Y, Z – координати, отримані в режимі RTK;
 1 – сузір'я супутників GPS; 2 – базова GPS-станція; 3 – радіомодем з антеною; 4 – GPS-антена;
 5 – антена ехолота; 6 – eRTK-радіоантена; 7 – рухомий GPS-приймач

Для $B = 400$ м, $h = 5$ м, $l = 1$ м, $m_h = 40$ мм і $m_l = 15$ мм похибка $m_F/F = 1/1300$ або 0,08%, що на півтора порядку менше від похибок традиційної технології з використанням неавтоматизованого ехолота або лотліня.

Перевагою GPS-прив'язування промірних точок є безпосереднє визначення позначок дна без облаштування водомірних постів для нівелювання рівня води, врахування припливів та відпливів, а також створення цифрової моделі рельєфу дна акваторії. Матеріали промірних робіт використовуються і для вирішення інших завдань – енергетичних, транспортних, водогосподарських:

- побудова поздовжніх і поперечних профілів дна водойм;
- виявлення ям, вирв, мілин і рифів;
- укладання навігаційних карт;

- визначення довжини берегової лінії, напряму розмиву та пересування наносів, наміву ґрунту;
- визначення фарватеру рік для демаркації та делімітації кордонів, інших меж на водоймах;
- визначення площі водного дзеркала та об'єму води;
- проектування трубопроводів на дні водойм, будівництва та реконструкції прибережних об'єктів;
- інвентаризації земель водного фонду, складання карт донних відкладів, батиметричних карт і т. д.

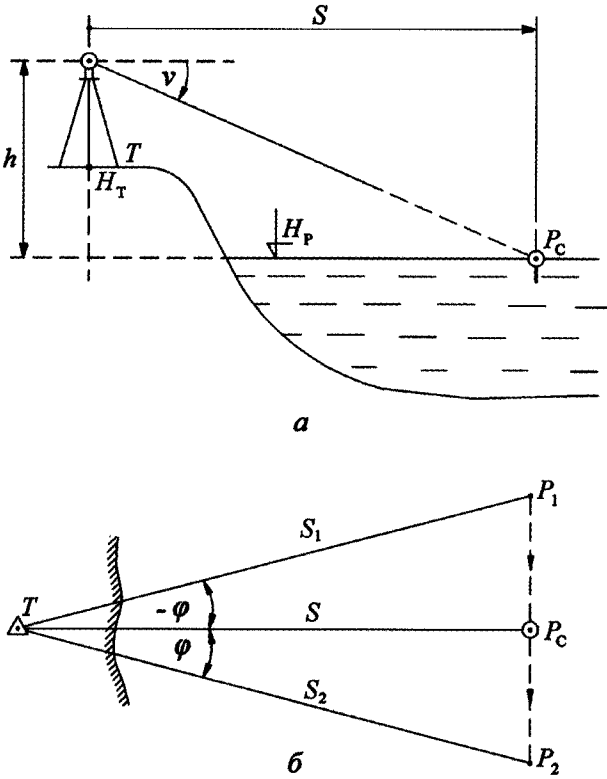


Рис. 8.4. Вертикальна засічка з однієї станції:
а – профіль; б – план

Крім GPS-методу в режимі RTK, планове прив'язування точок вимірювання глибини можна виконувати також безрефлекторним електронним тахеометром, а при наявності високого берега ріки – дистанційно способом вертикальної кутової засічки за допомогою теодоліта. В основу способу покладено вимірювання кута нахилу ν візирного променя теодоліта, наведеного на поплавець P_C у гідростворі (рис. 8.4). При відомій вертикальній базі $h = H_T + I - H_P$ горизонтальне відкладення $S = h / \operatorname{tg} \nu$ для точки створу. Якщо поплавець розташований поза межами створу (вище або нижче по течії ріки з ухилом u), то використовується загальна формула

$$S = \frac{h}{\operatorname{tg} \nu - u \sin \varphi},$$

де φ – кут відхилення візирної осі теодоліта від напряму гідроствору, якому надають знак “мінус”, коли точка виміру глибини розташована вище, і знак “плюс”, коли нижче по течії (кутам нахилу і ухилу (падінню) ріки надають тільки знак “плюс”).

8.3. Нівелювання рік

Поздовжній профіль ріки – це основний документ для поділу ріки на ступені каскаду та визначення позначок НПР і кривої підпору для можливого розташування гідровузлів, одержання максимального виходу електроенергії, забезпечення кращих транспортних, іригаційних та інших показників.

На стадії проектного завдання для складання поздовжнього профілю ріки виконуються такі інженерно-геодезичні роботи:

- 1) аналіз наявних профілів ріки або її окремих частин та їх висотної основи;
- 2) складання схеми наявної мережі водомірних постів і проекту їх згущення тимчасовими водомірними постами;
- 3) створення планової та висотної мережі для знімання плану і нівелювання ріки;
- 4) нівелювання рівнів води в ріці з прив'язуванням всіх водомірних постів;
- 5) вимірювання глибин на гідростворах для створення плану ріки з відображенням глибин в ізобатах.

Пункти планової і реperi висотної мереж вибираються в місцях, зручних для прив'язування гідрометричних створів та водомірних постів. Точки гідростворів зручно прив'язувати GPS-методом, а водомірні пости – геометричним або тригонометричним нівелюванням (на гірських ріках можна застосовувати GPS-нівелювання). Всі реperi розміщують поближче до русла ріки, водомірних постів, але вище ніж 1 м від НПП. Постійні реperi закріплюють не рідше ніж через 5 км, а тимчасові – через 2-3 км.

На практиці використовують водомірні пости трьох типів: рейкові із сантиметровими поділками, лімніграфи – автоматичні фіксатори рівня води і палеві, які застосовують на схилах. За початок відліку на палях перших двох типів приймають нуль шкал рейки та лімніграфа, а третього – верх найнижчої палі, відносно якого визначають нівелюванням висотне положення інших палей, що використовуються для фіксації рівня води з його підняттям.

Для складання плану русла доцільно використовувати аерофотознімання, а на невеликих площах – метод наземної тахеометрії або GPS (stop and go).

Під час нівелювання рік ведуть спостереження за коливанням рівня води на гідрометричних станціях і водомірних постах. Гідрометричні станції розташовуються на відстанях, що становлять 2-5 ширин водотоку на прямих ділянках. Кожна ділянка включає не менше трьох створів, з яких один – головний (середній) слугує для визначення витрат води, а два допоміжних (кінцевих) – для рівнів води, ухилів та напряму течій. Кожна гідрометрична станція забезпечується двома-трьома постійними реперами, які використовуються для нівелювання рівнів води, ухилів та промірних робіт.

Автоматичний водомірний пост обладнують лімніграфом (рис. 8.5), в якому рівень води записується на папері з координатною сіткою або у цифровій формі. Самописні водомірні пости неперервно реєструють коливання рівня води, які передаються від поплавка, розміщеного в колодязі, за допомогою троса з виском на реєстраційний блок. За результатами спостережень будують графіки коливання рівнів, які використовують для проектування гідротехнічних споруд.

Поблизу водомірного поста у незатопленому місці закладають ґрунтовий репер, позначку якого визначають нівелюванням IV класу від репера Державної нівелірної мережі. Після цього від ґрунтового репера визначається позначка шкали водомірного поста.

Гідрологічні дослідження вимагають вивчення падіння водної поверхні ріки на всій її довжині та в один фізичний момент часу, тобто виконання так званого *миттєвого нівелювання*. Якщо на малих ріках це можна зробити одночасно, то на великих нівелювання здійснюють поетапно на ділянках довжиною по 20-30 км. На кінцях цих

ділянок встановлюють постійні або тимчасові водомірні пости, де ведеться фіксація рівнів води три рази на добу (о 7, 13 і 19-й годині). Крім того, тимчасові водомірні пости встановлюють у характерних переломах профілю ріки – на перекатах, нижче від рівня впадіння притоків, у місцях суттєвого звуження або розширення русла водотоку тощо.

Усі водомірні пости пов'язують нівелюванням. Рівень води, визначений у момент нівелювання ріки, називається *робочим*, а приведений до одного моменту часу для всього водотоку – *приведеним*. Для отримання кращих результатів нівелювання ведуть при стійкому рівні ріки (переважно у літній період), який називається *меженним*.

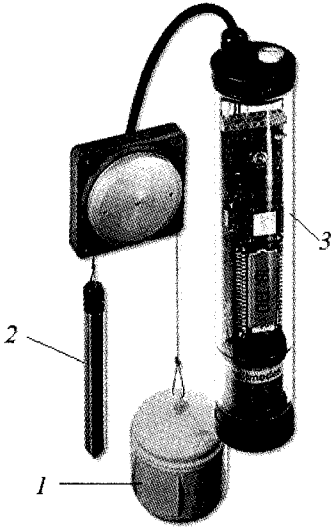


Рис. 8.5. Автоматичний лімніграф:
1 – поплавок; 2 – висок;
3 – блок реєстрації рівнів води

Для виконання миттєвого нівелювання ділянки на всій її довжині через 1-3 км на березі забивають кілки на рівні водної поверхні в один фізичний момент часу, наприклад, тоді, коли фіксується рівень води на всіх водомірних постах. Поруч з кілком, що фіксує рівень води, забивають кіл-сторожок. Такі кілки обов'язково встановлюють у точках, де змінюються ухили ріки – на перекатах, плесах, порогах, звуженнях, розширеннях і крутих поворотах русла.

Точність нівелювання рік на стадії проектного завдання визначається з умовою, щоби гранична похибка позначки верхнього б'єфу водосховища не перевищувала 500 мм. При довірчій імовірності $P = 0,997$ ($t = 3$) скп в межах кривої підпору майбутнього водосховища не повинна перевищувати $m_{\Sigma h} = 500/3 \approx 167$ мм, яку можна взяти для розрахунку точності нівелювання. Якщо всю ріку завдовжки L поділити на N однакових

ділянок довжиною $L_1 = L/N$, то скп нівелювання одної ділянки водотоку і випадкова похибка η класу нівелювання на 1 км ходу відповідно будуть

$$m_h = \frac{m_{\Sigma h}}{\sqrt{N}}, \quad \eta = \frac{m_{\Sigma h}}{\sqrt{L_1 + 2L_2}},$$

де L_2 – довжина двох прив'язувальних ходів до точок урізу водотоку на його початку та в кінці ($L_2 \approx 2$ км).

Наприклад: довжина Київського водосховища $L = 120$ км, тому для одної ділянки довжиною $L_1 = 30$ км величина $N = 4$. Тоді матимемо:

$$m_h = \frac{167}{\sqrt{4}} = 84 \text{ мм}; \quad \eta = \frac{84}{\sqrt{30 + 2 \cdot 2}} = 14 \text{ мм},$$

яка із запасом точності округлюється до $\eta = 10$ мм, що відповідає точності нівелювання IV класу.

Якщо прив'язувальні ходи прокладати технічним нівелюванням, то загальна похибка визначення рівня води у ріці на початку та в кінці водосховища буде такою:

$$m_h = \sqrt{\eta_{lv}^2 L_1 + 2\eta_t^2 L_2 + 2m_\phi^2} = \sqrt{10^2 \cdot 30 + 2 \cdot 25^2 \cdot 2 + 2 \cdot 10^2} = 75 \text{ мм},$$

де m_ϕ – похибка фіксації рівня води.

Отже, технічне і, особливо, GPS-нівелювання у прив'язувальних ходах задовольняє умови нівелювання водотоку на стадії технічного завдання. Довжини ходів достатньо визначати за топографічними картами масштабу 1: 25 000.

На стадії **робочого проектування** для детального проектування великих гідротехнічних об'єктів (ГЕС, магістральні канали, водосховища та ін.) швидкість течії в новому середовищі розраховується за формулою Шезі (8.1), складовою частиною якої є ухил, що визначається з нівелювання. (Принагідно зауважимо, що в реальних умовах гідрологічних досліджень швидкість водотоку вимірюють млинком або за допомогою поплавця з похибкою 2-4% [55,118].

Для обґрунтування точності нівелювання ріки запишемо похибку визначення швидкості:

$$\frac{m_V}{V} = \sqrt{\left(\frac{m_C}{C}\right)^2 + \frac{1}{4}\left(\frac{m_R}{R}\right)^2 + \frac{1}{4}\left(\frac{m_u}{u}\right)^2},$$

де m_C/C , m_R/R , m_u/u – відповідно похибки визначення коефіцієнта Шезі, гідравлічного радіуса (середньої глибини водотоку) та ухилу.

Для визначення C існує більше ста формул, але в геодезичній практиці найбільше використовується формула акад. М. М. Павловського:

$$C = R^y / n; \quad y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0,10),$$

де n – коефіцієнт шорсткості, який визначають за спеціальною таблицею М. Ф. Срібного [118] залежно від характеристики русла і заплави.

Згідно з цією таблицею, похибка визначення коефіцієнтів шорсткості й Шезі становить в середньому 20%. Таку ж похибку внаслідок неточності знімання рельєфу дна з перерізом 1 м на глибині до 5 м майбутнього водосховища матиме і гідравлічний радіус. Тому сумарна похибка швидкості течії становитиме 28% без врахування похибки ухилу, яку доцільно взяти вдвічі меншою, щоб похибки нівелювання практично не впливали на точність гідравлічних розрахунків, тобто записати:

$$\frac{m_u}{u} \leq \frac{m_C}{C}.$$

Таким чином, відносна похибка визначення ухилу в гіршому випадку не може перевищувати 28% від його величини. З іншого боку, якщо врахувати, що швидкість течії ріки вимірюють з похибкою 2-4%, відносну похибку ухилу доцільно брати із запасом 1%, щоб похибка нівелювання ходу була $m_h = \eta\sqrt{L} \leq 0,10u$, звідки (при врахуванні двох похибок фіксації рівня води як 25%-ї похибки нівелювання при будь-якому ухилі) скп нівелювання на 1 км ходу (в мм) дорівнюватиме:

$$\eta \leq 0,97 \cdot 10^4 u \sqrt{L_{\text{км}}}.$$

Великі ріки України мають такі ухили: 0,00011 (верхів'я Дніпра), 0,00012 (Псел), 0,00014 (Сула), 0,00016 (Остер), 0,00024 (Південний Буг) і 0,00067 (Десна).

Для ділянки ріки (при ухилі 0,00015) довжиною 25 км похибка $\eta = 7,3$ мм на 1 км ходу, що відповідає нормативній похибці нівелювання III класу.

Необхідний масштаб і висоту перерізу рельєфу водосховища вибирають залежно від допустимої похибки витрат води, яку можна визначити за номограмою (рис. 8.6), де a – глибина майбутнього водосховища. Так, якщо глибина водосховища $h = 2$ м, а похибка витрат води перевищує 20%, то масштаб плану має бути 1:10 000 з висотою перерізу рельєфу 2,5 м.

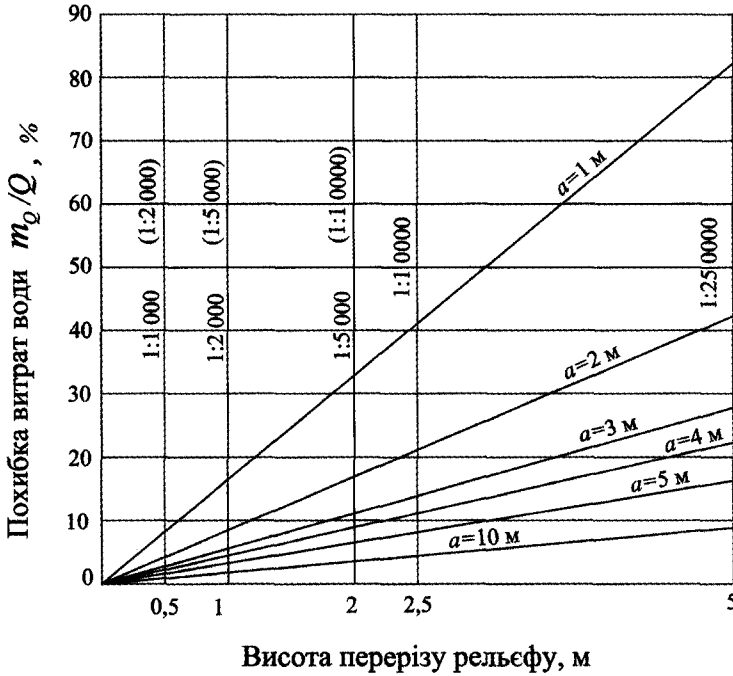


Рис. 8.6. Номограма впливу похибки визначення глибини на точність розрахунку витрат води за картами різних масштабів

8.4. Обчислення приведених рівнів водотоку

Під час нівелювання водотоку в момент часу t одержують реальні (робочі) позначки H_A і H_B на водомірних постах і позначку H_C у проміжній точці – точці одноденного зв'язку (рис. 8.7). У момент часу $t' \neq t$ на водомірних постах отримано позначки H'_A і H'_B , тобто відомі різниці $h_1 = H'_A - H_A$ і $h_2 = H'_B - H_B$. Приведена позначка точки C' становитиме величину:

$$H_{C'} = H_C + h = H_C + \left(1 - \frac{l_1}{l}\right)h_1 + \frac{l_1}{l}h_2,$$

де h – поправка до реальної позначки рівня води в точці C , яка обчислюється методом інтерполявання; l_1, l_2 – відстані точки C від водомірних постів A і B ; $l = l_1 + l_2$ – відстань між водомірними постами.

При цьому вважається, що ухил води в ріці між водомірними пунктами однаковий. Насправді така ситуація трапляється рідко, оскільки рівень води змінюється під впливом багатьох факторів, зокрема внаслідок відкладення наносів або, навпаки, поглиблення русла, впливу вітру (нагінні та згінні явища). Тому на ріках з великими значеннями ухилів часто вдаються до їх “зрізання” пропорційно величині падіння ріки за формулою

$$H_{C'} = H_{A'} + \frac{H_{B'} - H_{A'}}{H_B - H_A} (H_C - H_A).$$

За цією формулою обчислено “зрізану” позначку $H_{C'}$ рівня води при таких вихідних даних: $H_A = 98,26$ м; $H_B = 96,12$ м; $H_C = 97,35$ м; $H_{A'} = 98,54$ м; $H_{B'} = 95,92$ м; $l_1 = 2,2$ км; $l_2 = 3,0$ км: $H_{C'} = 97,51$ м (із прямої інтерполяції ця позначка становить 97,43 м).

У ході нівелювання рік для визначення їх ухилу необхідно враховувати поперечний ухил водотоку, викликаний обертанням Землі (сила Коріоліса), оскільки на ріках, які течуть у напрямі меридіана, західний берег вище від східного на величину

$$\Delta h_k = \frac{2V\omega B \sin \varphi}{g} = CVB \sin \varphi ; \quad C = 2\omega/g,$$

де V – середня швидкість течії, м/с; ω – кутова швидкість обертання Землі ($73 \cdot 10^{-6}$ 1/с); φ – широта місцевості; g – прискорення земного тяжіння ($9,81$ м/с²); B – ширина ріки; C – константа ($C = 15 \cdot 10^{-6}$ с/м).

Якщо $V = 1,7$ м/с; $\varphi = 50^\circ$; $B = 600$ м, то поправка $\Delta h_k = 15$ мм.

Крім цього, на поворотах ріки виникає додаткова відцентрова сила, яка спричинює підвищення рівня води із зовнішнього боку водотоку на величину

$$\Delta h_B = \frac{BV^2}{gR},$$

де R – радіус кривини ріки в цьому місці.

Якщо $B = 400$ м, $V = 1,5$ м; $R = 1000$ м, то $\Delta h_B = 92$ мм. Тому вказане перевищення треба враховувати, особливо при нівелюванні рівнів води на гідростворах та при контролі передачі висот через водотоки.

За результатами знімання контурів берегових ліній та вимірювання глибин складається план русла ріки в горизонталях або в ізобатах (лінії однакових глибин). Лінія урізу (рівня) води на плані в горизонталях відповідає позначкам “зрізаного” (умовного) рівня, а на планах в ізобатах вона відображується лініями нульової глибини (нульові ізобати).

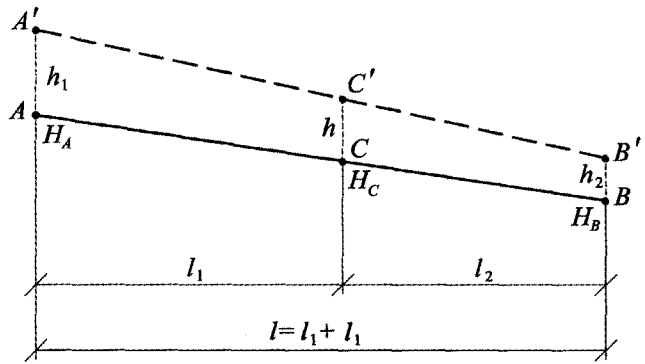


Рис. 8.7. Схема визначення позначки приведенного рівня води в ріці

Переріз рельєфу дна горизонталями чи ізобатами обирають в залежності від масштабу знімання: через 0,25-0,5 м у масштабі 1:1 000-1:2 000, через 0,5 м у масштабі 1:5 000, через 1 м у масштабі 1:10 000. На планах наноситься лінія найбільших глибин (фарватер) або геометрична вісь водотоку у вигляді плавної кривої.

Профілі глибин складаються в масштабі 1:5 000 – горизонтальний та 1:500 – вертикальний для рік завширшки понад 500 м; 1:2 000 та 1:200 – для рік шириною від 100 до 500 м, 1:1 000 та 1:100 – для рік шириною до 100 м. Масштаб поздовжнього профілю обирається в залежності від ухилу ріки, її довжини, а також від стадії проектування, яка визначає ступінь деталізації елементів профілю (спрощений чи детальний). Для спрощеного профілю горизонтальний і вертикальний масштаби беруть відповідно 1:100 000-1:25 000 та 1:1 000-1:200 для рівнинних рік, 1:50 000-1:10 000 та 1:500-1:100 для малих і гірських рік, а для детального профілю відповідно 1:50 000-1:25 000 та 1:500-1:100.

8.5. Геодезичні роботи на водосховищах

Водосховища ГЕС утворюються внаслідок підняття рівня води до нормального підпірного рівня. На гірських ріках вони вузькі та глибокі, на рівнинних – широкі з малими глибинами і значними площами затоплення. Наприклад, водосховище Кременчуцької ГЕС має довжину 182 км і площу 2 525 км², а Київської – відповідно 110 км та 922 км² при потужностях 625 і 361 тис. кВт.

У водосховищах, утворених на ріках, майже до половини їх довжини рівень води горизонтальний, а потім він підвищується за кривою підпору. Визначення геометрії кривої підпору – важливе завдання гідрологів для розрахунку довжини та об'єму водосховища. Як свідчить практика будівництва ГЕС, позначки кривої підпору необхідно визначати з похибкою 50-100 мм.

Для проектування водосховищ ГЕС використовуються топографічні карти масштабу 1:25 000-1:10 000, а в окремих випадках, наприклад, для проектування інженерного захисту (захисних дамб) населених пунктів, промислових підприємств, зони підтоплення берегів і т. д., необхідні плани в масштабі 1:2 000 (рідко 1:5 000) та 1:1 000. При цьому великого значення надають поздовжнім профілям ріки, на яких показують профіль майбутнього водосховища і кривої підпору.

Площу майбутнього водосховища визначають за картами з позначками рівня води верхнього б'єфу та кривої підпору, а об'єм – за поперечниками або за горизонталями. На точність визначення об'єму впливають такі похибки:

- висотного положення горизонталі (0,3-0,5 висоти перерізу рельєфу);
- визначення площ поперечників або площ, обмежених окремими горизонталями;
- планового положення контуру водосховища та ін.

Із врахуванням цих факторів похибка визначення об'єму водосховища може сягнути 5% і більше.

Винесення контуру водосховища в природу – це процес визначення і закріплення на місцевості точок з позначками, які дорівнюють позначкам кривої підпору із врахуванням поправки за висоту нагінної хвилі води та гарантій безпеки (1-2 м). В проекті для кожної зони водосховища встановлюється зональна проектна позначка Z.

Для розмічування точок, які визначають контур водосховища, на карті проєктують, а потім на місцевості прокладають планово-висотний теодолітний (полігонометричний) хід і з його пунктів за допомогою електронного тахеометра визначають позначку H найближчої точки. Якщо різниця $r = Z - H > 0$, то віху з рефлектором переміщують вгору по схилу, а якщо $r < 0$, то вниз по схилу так, щоб вивести проєктну точку на заданий рівень. Така процедура значно спрощується, якщо для винесення проєктних точок контуру використати GPS-метод (режим кінематики), в якому позначка точки оперативно визначається з похибкою до 20-30 мм при допуску 100 мм. Отримані точки закріплюють колом і віхою.

У процесі експлуатації водосховища періодично контролюється зміна його глибини внаслідок наносів, зокрема для забезпечення судноплавства; ведуться спостереження за рівнем води та руйнуванням берегів. Спостереження за замуленням водосховища проводять по поперечниках за допомогою ехолота з одночасним GPS-прив'язуванням кінцевих точок поперечників і точок проміру. Для спостережень за рівнем води у водосховищі створюється система водомірних постів, а для потреб захисту берегової зони виконують знімальні роботи, нівелювання контрольних реперів на суші та контрольні вимірювання глибини водосховища у прибережній зоні.

8.6. Геодезичні роботи при будівництві каналів

Розрізняють канали енергетичні (дериваційні), зрошувальні (іригаційні), осушувальні, суднохідні, водопровідні. Часто їх функції поєднуються. На суднохідних каналах будують шлюзи, насосні станції, порти, причали тощо. Поперечний профіль каналу подібний до профілю автошляху у виїмці, дно каналу й укоси здебільшого облицьовують бетонними плитами.

Канали в основному будують безнапірними і з малими ухилами – від 0,00001 до 0,0001, що накладає певні вимоги до вибору рівнинної місцевості, їх трасування та проєктування. Технологія трасування каналів близька до проєктування автошляхів.

Проєктування каналів двостадійне: *проєктне завдання і робочий проєкт*. До цього окремо розробляється техніко-економічна доповідь (ТЕД), в якій обґрунтовується доцільність та економічність будівництва каналу, на топографічній основі масштабу 1:100 000-1:25 000 складається проєктна схема каналу, а на профілі – його висотне положення та ін.

На **стадії проєктного завдання** остаточно вибирається положення траси каналу, його габарити, ухили, приблизний обсяг земляних робіт, перелік допоміжних споруд. Інженерно-геодезичні роботи зводяться до топографічного знімання смуги майбутнього каналу шириною 1-2 км у масштабі 1:5 000-1:10 000 з перерізом рельєфу через 1-2 м, розмічування та закріплення траси каналу на місцевості з використанням GPS-методу.

На **стадії робочого проєктування** уточнюються окремі елементи траси каналу і після цього проводиться топографічне знімання смуги каналу завширшки до 200 м у масштабі 1:2 000 і майданчиків гідротехнічних споруд у масштабі 1:1 000. В обох масштабах, враховуючи рівнинну місцевість, переріз рельєфу приймається

головним чином 0,5 м. Планова геодезична мережа знімання каналу зі сторонами довжиною 2-3 км будується переважно GPS-методом з похибкою визначення положення пунктів до 50 мм відносно пунктів ДГМ. В закритій місцевості вздовж траси каналу електронним тахеометром прокладається полігонометричний хід зі сторонами 250-400 м з одночасним виконанням тригонометричного нівелювання з точністю IV класу.

Висотною геодезичною основою знімання і забезпечення будівельних робіт служить магістральний хід геометричного нівелювання, який прокладають вздовж траси каналу із закріпленням реперів через 1 км (довжина ділянки) і на відстані до 0,2-0,5 км від осі каналу. Клас нівелювання обирають в залежності від ухилу каналу, який визначається за формулою

$$u = h / L_1,$$

де h – перевищення дна каналу завдовжки $L_1 = 1$ км. Нехтуючи за малістю похибкою m_{L_1} , знаходимо похибку ухилу:

$$m_u = m_h / L_1,$$

де m_h – похибка нівелювання ходу довжиною L_1 .

Численними дослідженнями встановлено, а практикою підтверджено, що похибку m_u можна брати не більше ніж $0,1u$. За цієї умови можна записати: $m_h \leq 0,1L_1u$. Якщо врахувати два прив'язувальні ходи, які прокладаються в бік від траси каналу на відстань до 0,5 км, то скп на 1 км ходу буде такою:

$$\eta \leq \frac{m_h}{\sqrt{L_1 + 2l}}.$$

Значення η наведено у табл. 8.1.

Таблиця 8.1

Ухили і класи нівелювання каналів

Точність нівелювання каналів	Скп η нівелювання на 1 км ходу, мм	Клас нівелювання	Примітка
0,00003	2	II	-
0,00005	3	II	В горбистій місцевості доцільне тригонометричне нівелювання електронним тахеометром
0,00010	7	III	
0,00015	10	IV	
0,00020	14	IV	

Для перенесення проекту в натуру під час будівництва каналу проводять аналітичну підготовку даних за графічними координатами вершин повороту траси. Параметри траси (відстань між вершинами, координати створних точок, елементи колових кривих і т. п.) обчислюють з точністю до 0,01 м. З такою ж точністю їх переносять у

натуру від пунктів робочої геодезичної мережі – полігонометрії 2 розряду або теодолітних ходів, довжини яких не повинні перевищувати відповідно 1 і 0,4 км.

Уздовж осі каналу розмічують пікетаж і будують поперечники на кожному пікеті, а також у місцях зміни профілю місцевості, закріплюючи точки пікетажу і поперечників дерев'яними кілками на осі та поза межами земляних робіт, а також додатково позначають їх контрольними віхами.

Висотною робочою основою розмічувальних робіт служать репери нівелювання IV класу, які прив'язують до реперів каркасного нівелювання вищого класу. Робоче нівелювання здійснюють технічним, відповідним йому GPS- або тригонометричним нівелюванням. У процесі виймання ґрунту особливого значення надають геодезичному контролю позначки дна каналу на всіх ділянках для уникнення перебору ґрунту. Укладання плит облицювання каналу та укосів контролюють GPS-методом, технічним або тригонометричним нівелюванням, а також лазерними площиновказами. Рівні допустимих відхилень від проекту встановлюються нормативними документами для бетонних конструкцій.

8.7. Геодезичне забезпечення будівництва основних споруд ГЕС

До основних належать споруди ГЕС, розташовані у самому гідровузлі: гребля, машинний і станційний зали, суднохідний та водоскидний канали, шлюз тощо.

Для геодезичного забезпечення зведення споруд гідровузла на місцевості створюється головна геодезична мережа – гідротехнічна триангуляція (ТАЛ). Два пункти такої мережі обов'язково розміщуються на осі початку та кінця греблі, інші – на обох берегах водотоку, а при можливості – на природному або штучному острові в доступних і незатоплюваних місцях.

Геодезичні знаки пунктів закладаються на 1 м нижче від глибини промерзання ґрунту. Верхня частина знака являє собою пілон з площадкою для примусового центрування геодезичних приладів (тахеометра, візирної марки). Конструктивні схеми мереж близькі до мостових триангуляцій (див. гл. 9). Кожен пункт мережі вибирають таким чином, щоб з них була видимість не менше ніж на два сусідні або віддалені пункти мереж. Крім того, при виборі місцеположення пунктів враховують особливості виконання і забезпечення точності розмічувальних і контрольних вимірювань під час зведення споруд. Варто нагадати, що з огляду на цю обставину, розмічування аркової греблі Дніпрогесу ($R \approx 600$ м), зокрема її водозливної частини, здійснювалося з пілона пункту триангуляції, розташованого на штучному острові в акваторії Дніпра. Характеристика точності гідротехнічних ТАЛ дається в табл. 8.2.

Горизонтальні кути і сторони мережі вимірюють електронними тахеометрами типу TC 1800 Leica ($m_{\beta} = 1''$, $m_S = 1-2$ мм) шістьма прийомками у прямому та зворотному напрямках. За середніми значеннями кутів визначають нев'язки у трикутниках, а після врівноваження мережі за програмою типу "Топоград" – похибки визначення координат, положення пункту і відносних сторін мережі. Сторони мережі приводять на середній рівень майданчика гідровузла, а вісь греблі приймається умовно за вісь абсцис як локальної системи (для зручності виконання розмічувальних і контрольних-монтажних вимірювань). Крім того, мережу проектують на

поверхню еліпсоїда і прив'язують до пунктів ДГМ для складання виконавчого генплану ГЕС в єдиній (державній) системі координат.

Таблиця 8.2

Класифікація гідротехнічних ТАЛ

Розряд ТАЛ	Довжина сторін, км	Скп m_{β} , с	Нев'язка f_{β} , с	Скп m_s , мм	Відносна похибка найслабшої сторони
II	0,5 – 1,5	1	3,5	2 – 5	1: 200 000
III	0,3 – 1,0	1,5	5,0	2 – 4	1: 150 000
IV	0,2 – 0,3	2	7,0	2 - 3	1: 100 000

Головну висотну мережу (ГВМ) гідровузла, крім глибинних реперів (не менше 4-х), доцільно поєднувати з пунктами гідротехнічної ТАЛ, закріплюючи репер на стінці пілонів її знаків, але з обов'язковим прив'язування до реперів нівелірної мережі ГЕС або до реперів Державної нівелірної мережі. На основі ГВМ гідровузла розвивається робоча висотна мережа, яка використовується для контролю будівельно-монтажних робіт і виконавчого знімання положення конструкцій та для спостережень за деформаційними процесами в ході будівництва (технології спостережень за деформаціями споруд під час експлуатації розглядаються у гл. 12).

Проект розмічувальних робіт готується винятково аналітичним методом з отриманням координат і розмірів споруд з точністю до 0,001 м.

Розмічувальні роботи виконуються різними методами, серед яких найпоширенішими є способи полярних координат, прямої та оберненої лінійно-кутових і, як виняток, тільки кутових засічок з використанням електронних тахеометрів. Ці ж способи і засоби застосовуються для контролю будівельно-монтажних робіт та виконавчого знімання положення прихованих конструкцій, результати яких формують базу для складання виконавчих планів, профілів та генплану будівництва гідровузла. В цих процесах необхідне застосування комп'ютерних технологій для створення бази аналітичних даних та графічних документів.

Під час будівництва шлюзових камер особливо ретельно слід контролювати дотримання проектної відстані між напрямними затвора шлюзових воріт та їх вертикальності. Проектна відстань контролюється електронним тахеометром або лазерною рулеткою, а вертикальність – надирним/зенітним ПВП або способом бокового нівелювання. Такі ж вимоги, але меншої точності, висуваються до вертикальності стін шлюзових камер (ефективний спосіб контролю описано в гл. 6). Похибки вимірів для металоконструкцій не повинні перевищувати 1-2 мм, а для бетонних – 5 мм.

При монтажі гідроагрегатів спочатку розмічують їх осі й створюють мережу робочих реперів високоточного геометричного нівелювання. Основними документами при організації геодезичних вимірів є креслення розміщення основних осей обладнання і технології контрольної-збиральних операцій.

Геодезичні роботи при монтажі турбіни ГЕС. Гідротехнічні агрегати встановлюють відповідно до робочих креслень, на яких показано положення обладнання і монтажних осей з прив'язками до вихідних точок та ліній, а також подаються вимоги до виготовлення і встановлення обладнання в плані та по висоті.

Схему роботи гідротурбіни показано на рис. 8.8. Вода із водосховища по напірному трубопроводу надходить на гідротурбіну та обертає робоче колесо. Разом з колесом обертається ротор генератора, який виробляє електроенергію.

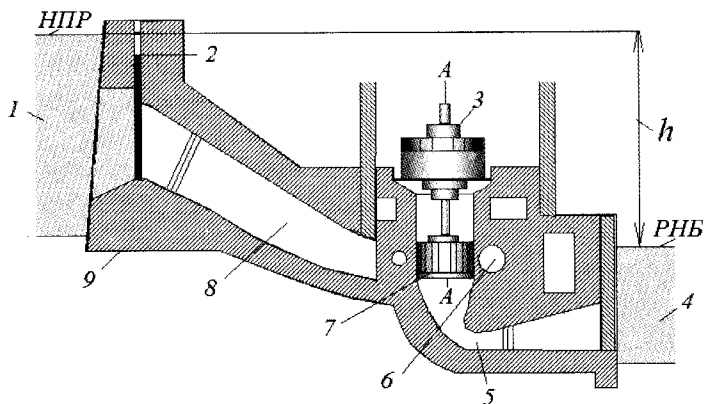


Рис. 8.8. Схема роботи гідротурбіни:

1 – водосховище; 2 – шлюзи; 3 – генератор; 4 – нижній б'єф водосховища;
5 – відсмоктувальна труба; 6 – спіральна камера; 7 – гідротурбіна; 8 – напірний трубопровід;
9 – тіло греблі; НПР – нормальний підпірний рівень; РНБ – рівень нижнього б'єфу

Геодезичні роботи зводяться до розмічування монтажних осей та висотних позначок гідроагрегата, встановлення конструкцій та елементів обладнання в проектне положення, вивіряння змонтованого обладнання та його виконавчого знімання.

Після зведення фундаменту розмічують монтажні осі турбіни: поздовжню x , поперечну y і вертикальну z ($A-A$), яка проходить через точку перетину планових осей. Вертикальну вісь задають або zenіт-надирним ПВП, або струнним виском, від якого рулеткою контролюють укладання стінок шахти. У шахті спочатку встановлюють кільцеву фундаментну плиту, потім статор та вал ротора турбіни, нижню і верхню хрестовини генератора. Вимоги до точності планово-висотного положення конструкцій гідроагрегатів наведено в табл. 8.3.

Таблиця 8.3

Допустимі відхилення в положенні конструкцій гідроагрегата

Відхилення	Допустимі відхилення для турбіни, мм (при діаметрі колеса, м)				
	2,0	3,0	5,0	7,2	9,3
Зміщення осей конструкцій відносно монтажних осей	2	2	3	5	7
Відхилення положення конструкцій від проектної позначки	1,5	2	2,5	3	4
Відхилення площини кільця від горизонту	0,2	0,4	0,5	0,6	0,7
Коливання відстані від осі вала ротора до внутрішньої поверхні статора	0,5	0,8	1	1,2	1,5

Горизонтальність площини опорного кільця турбіни контролюють точним нівеліром по точках, розташованих на основних і допоміжних осях з інтервалом через 45° або 30° залежно від діаметра кільця. Коротку нівелірну рейку або монтажну металеву лінійку з опорною п'ятою, перпендикулярною до площини лінійки, встановлюють на чисту поверхню кільця. Для точного нівелювання відліки беруть тільки за шкалою оптичного мікрометра, наводячи завжди бісектор зорової труби на один і той же штрих рейки. Похибка відліку за шкалою мікрометра не повинна перевищувати 0,1-0,3 мм.

Спочатку на фундаментне кільце встановлюють корпус статора, з'єднуючи його осьові риски з осями кільця, забезпечуючи цим центрування осі статора з віссю ротора способом вимірювання радіуса.

Вертикальність вала турбіни контролюється за чотирма твірними циліндра приладом ПВП або за допомогою чотирьох струн, підвішених на спеціальній хрестовині-насадці, закріпленій на верхньому торці вала. Відхилення вала від вертикалі не повинно перевищувати $1/5\ 000$ висоти вала. Детально способи вивірення вертикальності конструкцій обладнання див. у гл. 6.

Напірну і всмоктувальну сталеві труби складної форми через їх великі розміри виготовляють окремими блоками (шкаралупами), які підлягають контрольному збиранню на заводі з відповідним маркуванням контрольних (стикувальних) точок та заповненням формуляра. Для монтажу трубопроводів у нижній частині бетонної шахти розмічують центр вертикальної осі гідротурбіни та поздовжню вісь трубопроводу, яку прив'язують до осі греблі. Спочатку на базові опори з домкратами встановлюють нижні блоки труб і виводять їх у проектне положення. Контроль планово-висотного положення блока ведеться електронним тахеометром не менше ніж по трьох поперечних перерізах (у кожному по три точки – одна нижня і дві бокові). Похибка визначення просторових координат контрольних точок не повинна перевищувати 1-2 мм. Після закріплення блоків до закладних деталей шахти монтують бокові та верхні блоки з обов'язковим геодезичним контролем їх просторового положення і виконавчим зніманням до і після бетонування труб.

8.8. Геодезичне забезпечення будівництва меліоративних систем

Система меліорації – комплекс споруд і заходів для покращення структури і підвищення родючості ґрунтів, які забезпечують зрощення засушливих та осушення зволжених земель. Для складання проекту меліорації території виконують комплекс топографо-геодезичних, геологічних, гідрогеологічних, ґрунтових, геоботанічних, кліматологічних та інших вишукувань і досліджень.

Меліоративні зрошувальні системи поділяють на самопливні та примусові (механічна подача води у зрошувальні канали із рік та водосховищ). Зволоження ґрунту відбувається поверхневим поливом землі, підґрунтовими трубами – дренами та дощувальними агрегатами із розподільчих каналів (рис. 8.9). Самопливні системи включають магістральний та розподільчі канали, ухили яких становлять відповідно 0,0003 і 0,005, що не викликають розмиву русел.

Проектування цих систем переважно двостадійне. Мета геодезичних робіт – забезпечення проектування детальною топографічною основою масштабу 1:25 000-

1:10 000 і 1:5 000-1:2 000 відповідно на стадії проектного завдання та робочого проектування. Переріз рельєфу береться відповідно 1,0 і 0,5 м. На окремих ділянках системи може виконуватися знімання в масштабі 1:1 000 з перерізом 0,25 м. При комплексних вишукуваннях – гідрометричних, гідрогеологічних, ґрунтових та гідротехнічних – геодезичні вимірювання супроводжують визначення гідрологічних характеристик русел, забезпечують планово-висотну прив'язку гідрометричних і бурових свердловин, шурфів, кадастрові дослідження ґрунту тощо.

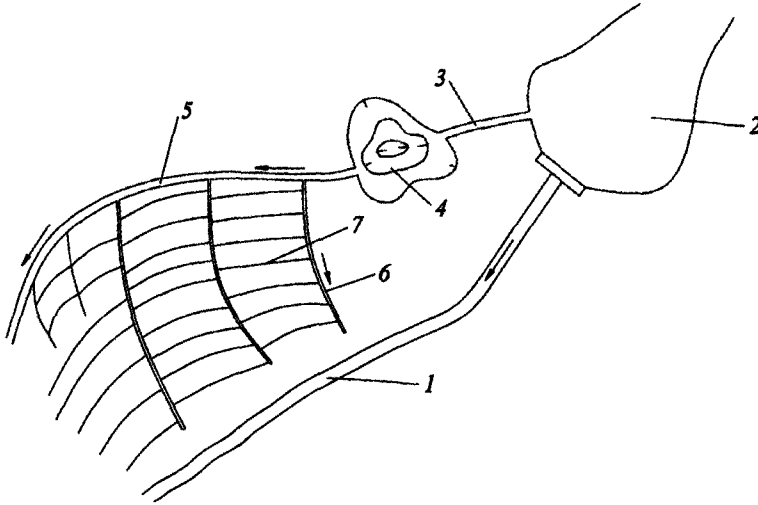


Рис. 8.9. Схема зрошувальної системи:

1 – річка; 2 – водосховище; 3 – підвідний канал; 4 – відстійник;
5 – магістральний зрошувальний канал; 6 – зрошувальний канал; 7 – зрошувачі

Меліоративні (осушувальні) системи (рис. 8.10) включають відкриті й закриті канали (дренаж). Відкритим каналам надають ухил у межах 0,0002-0,0005, а закритим – 0,001-0,005.

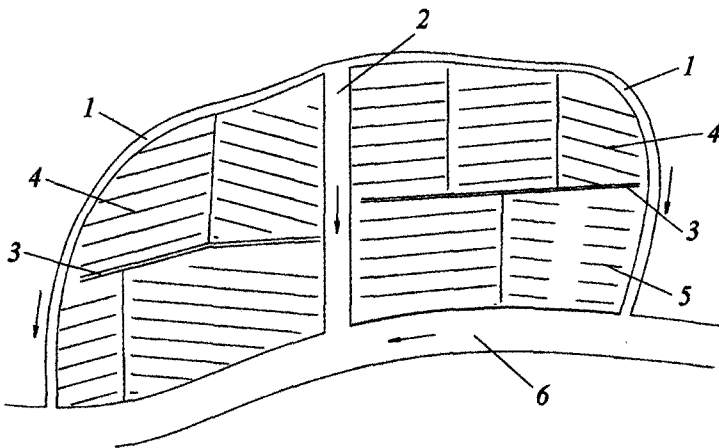


Рис. 8.10. Схема системи осушення:

1 – нагірна дренажна канава; 2 – магістральний збиральний канал;
3 – колектор; 4 – поверхня кювету; 5 – дренаж; 6 – річка

У ході робочого проектування використовують топографічні плани масштабів 1:10 000 для прилеглих територій та масштабу 1:1 000-1:5 000 – на територію осушувальних робіт. Переріз рельєфу горизонталями беруть відповідно 1-2 м і 0,25-0,5 м. Тільки при ухилах місцевості 0,002 використовують переріз 1 м.

Для вертикального планування рельєфу виконують топографічне знімання території в масштабі 1:1000 с перерізом 0,5 або 0,25 м за допомогою електронного тахеометра ($m_B = m_z = 5''$; $m_S = 5 \text{ мм}$) і формують ЦМР.

Закрита мережа осушення передбачає укладання керамічних дренажних труб з внутрішнім діаметром 50 мм для збирання води з ґрунту. Ухил дрен 0,002-0,003. Труби укладаються на глибину 0,5-0,7 м і засипаються землею.

Довжина дрени може сягати 0,5 і навіть 1 км. Тому будівельні роботи ведуть по ділянках до 200 м. Для такої довжини ділянки з мінімальним ухилом 0,0005 перевищення дрени становить 0,10 м і його необхідно визначати технічним нівелюванням від робочих реперів нівелювання IV класу, закріплених у межах ділянки при похибці їх взаємного положення $m_n = 10\sqrt{0,2} = 4,5 \text{ мм}$, яка менша 10 мм за допуском.

Геодезичний контроль при укладанні дрен передбачає трасування і закріплення осі каналу на місцевості та обов'язкове його координування в контрольних точках, розташованих не рідше ніж через 25 м. При цьому висотне положення кожної точки можна контролювати технічним нівелюванням з прив'язуванням його ходів до робочих реперів нівелювання IV класу. Згідно з ДБН В.2.4-1-99 "Меліоративні системи та споруди" похибка нівелювання суміжних точок не повинна перевищувати 3-5 мм. Для забезпечення такої точності задавання ухилу висотне положення лапи дрено-укладальної машини необхідно контролювати лазерним площинковказом, яким одночасно контролюється і прямолінійність каналу. В цьому випадку укладання дрен по заданому ухилу контролюється безпосередньо оператором за допомогою дублера фотоелектронного датчика лазерного випромінювання, розміщеного в кабіні машини, якою автоматично викопується траншея відповідної глибини. Планове положення кінцевих точок трубопроводів можна визначати з похибкою до 0,5 -1 м.

У проектах виконання геодезичних робіт (ПВГР) для будівництва меліоративних систем розробляють схему розташування знаків планової та висотної геодезичних мереж з обґрунтуванням точності вимірювань, особливо нівелювання, встановлюють точність і технічні засоби геодезичного контролю будівельно-монтажних робіт тощо (див. гл. 14).

Виконавче знімання має включати фіксацію планового і висотного положення ліній дрен відповідно з похибкою 0,10 та 0,05 м на 100 м відстані для складання плану мережі у масштабі 1:2 000 з додаванням відомості координат і висот пікетів з прив'язуванням їх до пунктів ДГМ і ДНМ. Така деталізація знімання необхідна для виконання періодичних ремонтів дренажних систем.

Глава 9. ГЕОДЕЗИЧНІ РОБОТИ ПРИ БУДІВНИЦТВІ МОСТОВИХ ПЕРЕХОДІВ

9.1. Основні вимоги до геодезичних робіт

Мостовий перехід через річку включає сам міст, підходи до нього (переважно насипи), струмененапрямні та регуляційні споруди. Головними частинами мосту є прогінна конструкція (балка, ферма, арка) та опори, які її підтримують. Крайні опори називають береговими. Мости поділяють на малі, середні та великі відповідно до 25, 100, 500 м завдовжки. Довші мости відносять до позакласних.

Залежно від матеріалу прогінної конструкції мости поділяють на металеві, залізобетонні, бетонні, кам'яні й дерев'яні. Великі мости переважно металеві. Перший зварний міст у Європі – міст імені Є. О. Патона через Дніпро в м. Києві завдовжки 1543 м – побудовано в 1953 р. Він має чотири прогони довжиною по 87 м і 20 прогонів по 58 м. Ширина моста 27 м. Останнім часом почали будувати мости із композитних матеріалів. Конструктивно мости поділяють на балкові, аркові, рамні, підвісні та комбіновані. Найпоширенішими є балкові мости.

Для переправи через великі водотоки використовують арки довжиною від 150 до 300 м і більше. На Північному та Південному мостах у Києві та мості через о. Хортиця у Запоріжжі центральні підвісні прогони сягають 270 м, які підтримуються пілонами заввишки 100 і 150 м, а центральний прогін арки Подільського моста через Дніпро у Києві становить 344 м. У світовій практиці відомі прогінні конструкції, підвішені на двох пілонах заввишки 297 м, сягають у довжину 2 км (міст і два сталевих пілони висотою по 297 м через протоку Акаші між островами Хонсю і Сікоку в Японії) [85].

При спорудженні мостових переходів виконують такі основні геодезичні роботи: побудова головної планової та висотної геодезичних мереж; розмічування центрів мостових опор, контроль зведення опор; розмічування верхньої опорної частини на опорах; геодезичний контроль збирання або виготовлення прогінної конструкції та контроль її установа на опори.

Згідно з чинними нормативними документами, допустимі скп визначення координат і висот пунктів геодезичної мережі відносно початку координат і початкового репера не повинні перевищувати таких значень: координати пунктів – 6 мм, координати центрів фундаментних опор – 50, координати центрів опор на рівні й вище за обріз фундаментів – 12, позначки постійних реперів на берегах і опорах – 3, позначки тимчасових реперів на берегах і опорах – 5 мм.

Точність планових геодезичних побудов залежить від точності установа прогінної конструкції на опори з урахуванням похибок будівельних і монтажних робіт. Вивчення характеру і ступеня взаємодії всіх похибок проводять за розмірними ланцюгами. Елементарний розмірний ланцюг для одного прогону розрізного мосту (рис. 9.1) можна передати залежністю

$$l = b + z_1 + z_2 = b + u_1 - f_1 + u_2 - f_2,$$

де l – довжина прогінної конструкції; z_1, z_2 – нормативні (конструктивні) зазори; u_1, u_2 – відстань опорної частини від поздовжньої осі опори; f_1, f_2 – відстань опорної підкладки від краю прогінної конструкції.

Похибка довжини прогону визначається з виразу

$$m_l = \sqrt{m_b^2 + 2(m_u^2 + m_f^2)},$$

де m_l – похибка геодезичного розмічування довжини прогону (двох центрів опор); m_b – похибка виготовлення (збирання) прогінної конструкції; m_u, m_f – похибки будівельно-монтажних робіт.

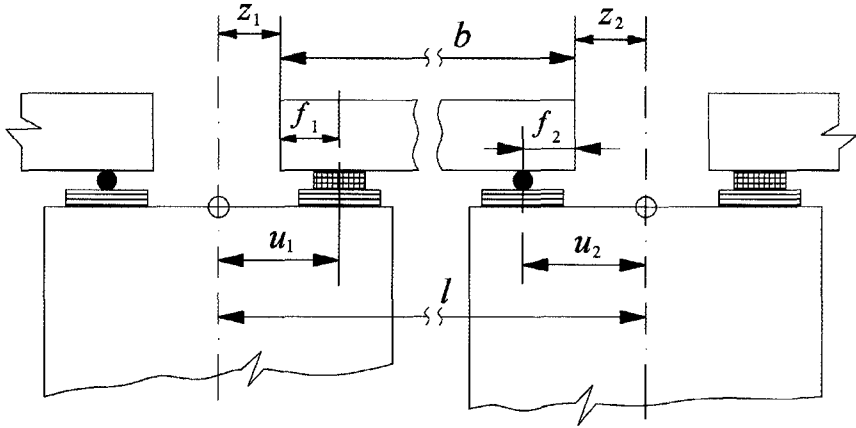


Рис. 9.1. Розмірний ланцюг прогону розрізного моста

Через те що останні дві похибки мають локальний характер, то основною для геодезичних розмічувальних робіт вважається похибка m_b . Щоб похибка геодезичних робіт була вдвічі меншою від похибок будівельно-монтажних, приймається така умова: $m_l = m_b \sqrt{2}$. Величину m_b пов'язують з двостороннім допуском δ на точність виготовлення прогінної конструкції, яка при ймовірності 0,95 дорівнюватиме:

$$m_b = \delta / 4 = ai / 4,$$

де a – коефіцієнт точності виготовлення конструкції; i – одиниця допуску, мкм [78].

Величина a для 4-8-го класів точності виготовлення мостобудівних конструкцій становить 250, 400, 640, 1 000 і 1 600. Тому, задавшись класом точності, за довжиною прогону можна визначити спочатку m_b , а потім m_l .

Похибка розмічування центра мостової опори характеризується такою залежністю:

$$m_0 = \sqrt{m_T^2 + m_P^2} \leq m_l / \sqrt{2},$$

де m_T, m_P – похибки, спричинені впливом побудови мостової ТАЛ або GPS-мережі та способу розмічування.

У практиці розмічувальних робіт прийнято, що $m_P = 2m_T$. Тому $m_T \leq m_0 / \sqrt{5}$ і $m_P \leq 2m_0 / \sqrt{5}$. Для допустимої похибки $m_0 \leq 12$ мм величини m_T і m_P відповідно дорівнюють 5,4 і 10,8 мм. За цими похибками визначаються способи і точність побудови планової геодезичної мережі та розмічувальних робіт.

9.2. Опорні геодезичні мережі мостових переходів

Планові опорні мережі мостових переходів створюють переважно методом ТАЛ, який традиційно ще називають тріангуляцією, але відмінність першої назви від другої полягає в тому, що завдяки сучасним електронним тахеометрам у ТАЛ вимірюють як горизонтальні кути, так і сторони, чим забезпечується ефективність і точність вимірювань. Довжини сторін мережі не перевищують 0,3-1 км. Для довгих мостів основну мережу створюють GPS-методом.

Кількість пунктів планової мостової мережі коливається переважно від чотирьох до восьми, які розташовуються на обох берегах ріки і в акваторії на природних і штучних островах. Два пункти мережі обов'язково закладають на осі моста, а іноді й поза межами його будівельної частини, але обов'язково з прив'язуванням до них тимчасових пунктів закріплення осі. Конструкція мережі диктується топографічними умовами місцевості й здебільшого створюється у формі геодезичних чотирикутників і центральних систем. На рис. 9.2 наведено геодезичну мережу моста через р. Дніпро у Запоріжжі. На мостовому переході створено планову геодезичну мережу з 9-ти пунктів, які формують центральну систему з двома пунктами

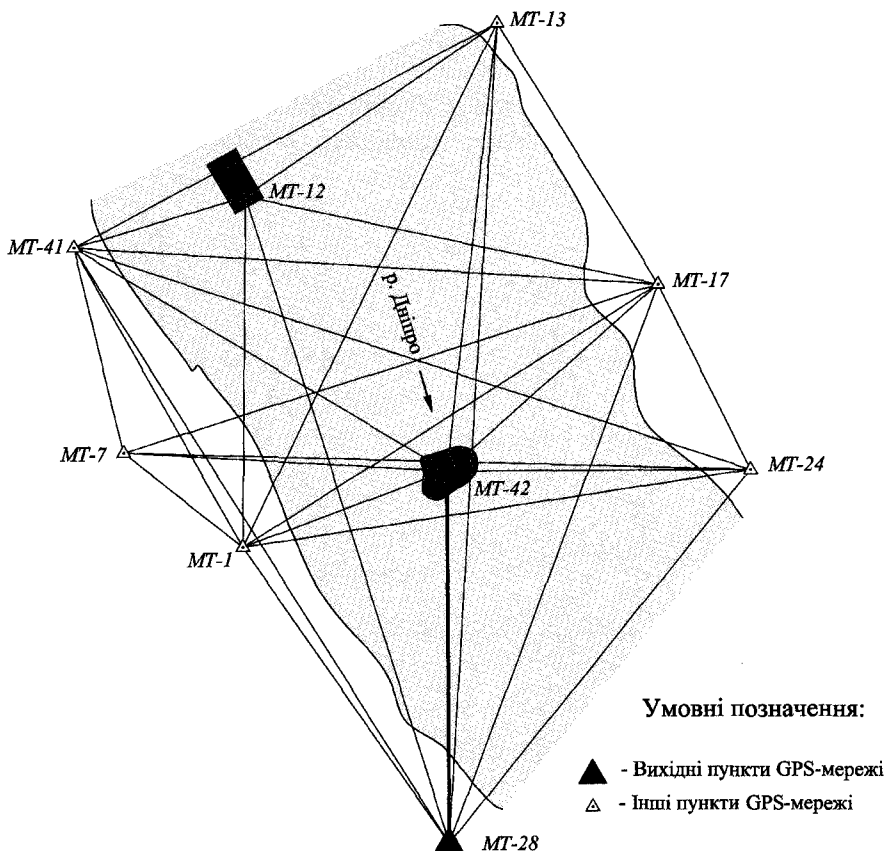


Рис. 9.2. Схема планової геодезичної мережі ТАЛ мостового переходу через р. Дніпро у Запоріжжі

в акваторії русла ріки, розташованими на скельному острові та опорі сусіднього моста. Вісь мостового переходу закріплено двома пунктами МТ-1 та МТ-17. Усього в мережі 26 сторін довжиною 223, 594 та 1175 м – мінімальна, середня і максимальна.

Вимірювання в мережі виконано електронним тахеометром TC 1800 фірми "Leica". Із врівноваження мережі отримано такі скп: положення пунктів 1,3 мм, вимірювання сторони 0,72 мм, напрямку 0,76", відносні похибки вищевказаних сторін відповідно такі: 1:276 000, 1:825 000 та 1:1 717 000. Скп сторони, визначена за різницями довжин, виміряних у прямому та зворотному напрямках, становить 1,9 мм. Крім того, виконано контрольні вимірювання GPS-приймачами 4600 LS і 5700 фірми "Trimble". Максимальне відхилення виміряних сторін сягає 4 мм.

У сприятливих умовах видимості вздовж берегів ріки мостову геодезичну мережу доцільно будувати методом ТАЛ з утворенням замкнутих трикутників, що забезпечує контроль вимірів і підвищення точності побудови. Якщо ж береги ріки покриті кущами і деревами, то застосовують метод "полярних вилок" для формування з них ламаного замкнутого полігонометричного ходу $ABCD$ або $ABEFA$ із вимірюванням горизонтальних кутів та відстаней через ріку з одного берега на протилежний (рис. 9.3, а). Для визначення планових координат 5-ти пунктів цієї мережі відносно вихідного пункту A необхідно виміряти мінімум 5 кутів і 5 довжин ліній, тоді як у ній вимірюється 8 кутів і 7 ліній, чим створюються умови для контролю та оцінювання точності мережі. В окремих випадках схема мережі може доповнюватися додатковими зв'язками, наприклад, BF для замикання фігур, або сторонами CF і DE (рис. 9.3, б).

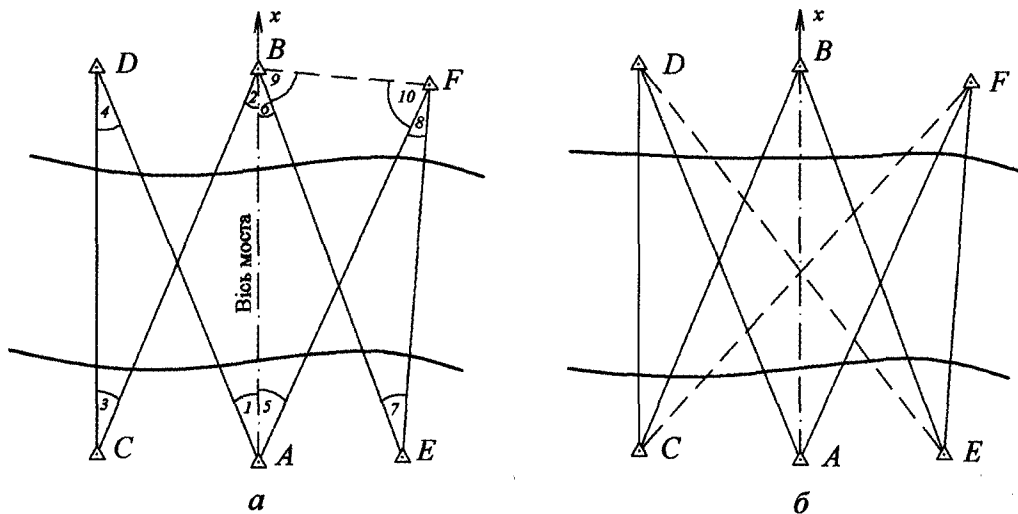


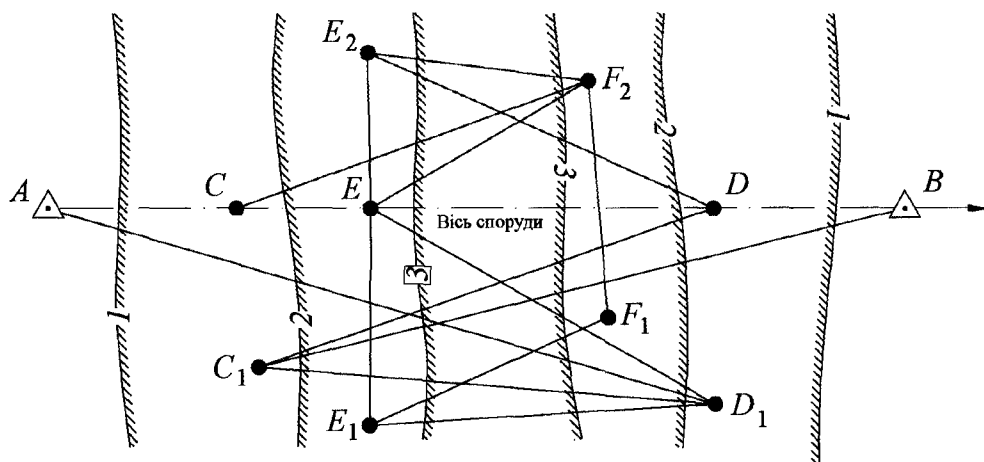
Рис. 9.3. Мостові геодезичні мережі з ламаних замкнутих ходів полігонометрії:
а – проста мережа; б – мережа з додатковими зв'язками

Розрахунок точності та врівноваження таких мереж проводять на ПК так, як і мереж ТАЛ. Дослідженнями встановлено, що похибки азимутів і довжин сторін практично не залежать від форми і розмірів мереж, а похибки абсцис і ординат зростають пропорційно довжинам сторін, але абсциси – більше. Для розрахунку

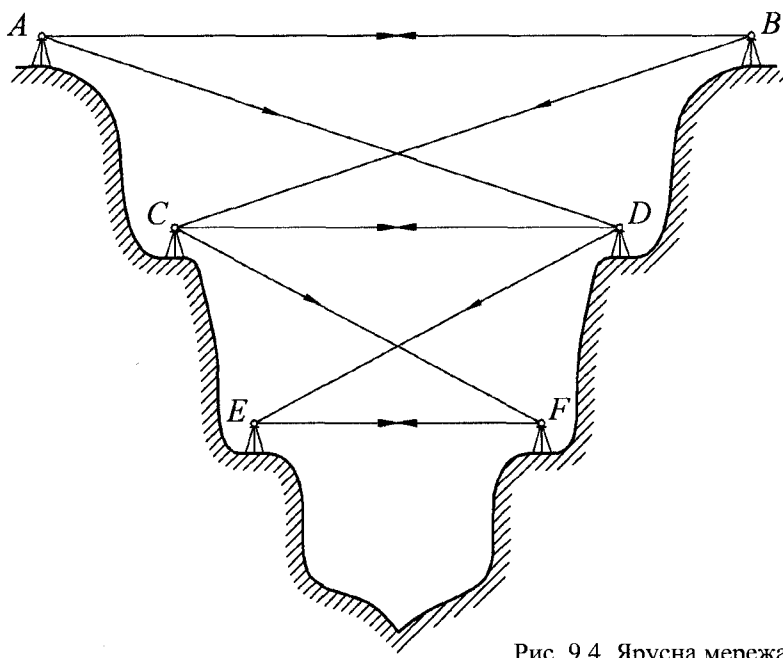
похибки планового положення найслабшої точки мережі (див. рис. 9.3, точки C і E) можна використати формулу

$$m_C \approx 0,71\sqrt{3m_{\text{и}}^2 + 2(Sm_{\text{в}}/\rho)^2 + 2m_S^2}.$$

Такі мережі дуже ефективні для побудови поярусних просторових мереж в ущелинах і каньйонах у вертикальній площині (рис. 9.4) з вимірюванням горизонтальних і зенітних кутів та відстаней. Пункти мережі можуть розташовуватися як в



a



б

Рис. 9.4. Ярусна мережа в каньйоні:
a – план; *б* – профіль

одній вертикальній площині (створі), так і поза нею. Похибку планового положення віддаленого пункту відносно вихідного можна визначити за формулою

$$m_F \approx \sqrt{4m_n^2 + 2(Sm_\beta / \rho)^2 + 2m_S^2},$$

де S – середня довжина сторони мережі.

На довгих мостах (понад 1 км) у закритій місцевості GPS-методом будують основну (каркасну) геодезичну мережу і згущують її методом полігонометрії зі сторонами довжиною 200-300 м. Довжина ходів не перевищує 1 км, особливо у забудованій та лісистій місцевостях. Розрахунок точності побудови мереж здійснюють за програмами типу “Топоград” із встановленням необхідної точності польових вимірів і з дотриманням нормативних вимог.

Точність **висотної геодезичної мережі** визначається з умови взаємного розміщення конструкцій по висоті з урахуванням вилучення перекосів, неприпустимих ухилів конструкцій тощо. Висотна геодезична мережа створюється переважно з точністю нівелювання III та IV класів на малих мостах та нівелювання II класу – на великих. На кожному березі ріки закладають не менше двох реперів і один репер не менш ніж через 1 км на підходах.

Вимірювання виконують переважно двостороннім тригонометричним нівелюванням з використанням високоточних електронних тахеометрів типу TC 1800 Leica. Зенітні кути вимірюють одночасно з горизонтальними кутами та відстанями, дотримуючись умов стабільних зображень візирних марок, а також висоти приладу. При наявності лише одного тахеометра намагаються скорочувати часовий інтервал між вимірюваннями у прямому та зворотному напрямках. Розрахунок точності тригонометричного нівелювання розглядається у гл. 1.

9.3. Розмічування центрів мостових опор

Центри мостових опор розмічують з пунктів мостової ТАЛ, застосовуючи спосіб полярних координат і способи кутових засічок в залежності від умов розташування опор і можливостей організації спостережень з берегових пунктів.

На початковій стадії будівництва при розташуванні опор у воді центри опор вносять способом кутових засічок з похибкою до 50 мм з таким розрахунком, щоб вивести у проектне положення корпус опускного колодязя, що формує тіло підводної частини опори. У сучасному будівництві таким же способом розмічують центри буронабивних паль, у верхній частині яких формується залізобетонний ростверк фундаменту опори.

При будівництві опор геодезичний контроль здійснюють на стадії зведення фундаменту, ростверку і тіла самої опори. За дослідженнями проф. О. Н. Гридчина, похибка розмічування центра фундаменту, опалубки або паль може становити $1/200 h$ (де h – глибина закладання фундаменту), а похибка розмічування підфермової плити – не більше 20 мм.

Зведення фундаментів методом опускних колодязів супроводжується плано-висотним геодезичним контролем, що забезпечує вертикальність опускання колодязя. Для цього на зовнішніх сторонах колодязя маркуються осьові й висотні риси. Останні розмічують через 1 м від основи (ножа) колодязя. Після опускання колодязя на місце і орієнтування по осях опори фіксується початкове положення

осьових рисок відносно осей опори і висотних рисок відносно робочих реперів. За даними контролю відхилень і нівелювання висотних рисок визначають (рис. 9.5):

- осьові й загальне зміщення центра верхнього перерізу колодезя відносно розмічувальних осей:

$$a_{13} = (a_1 + a_3)/2; \quad a_{24} = (a_2 + a_4)/2; \quad \bar{a} = \sqrt{a_{13}^2 + a_{24}^2};$$

- осьові й загальне зміщення центра нижнього перерізу від центра верхнього:

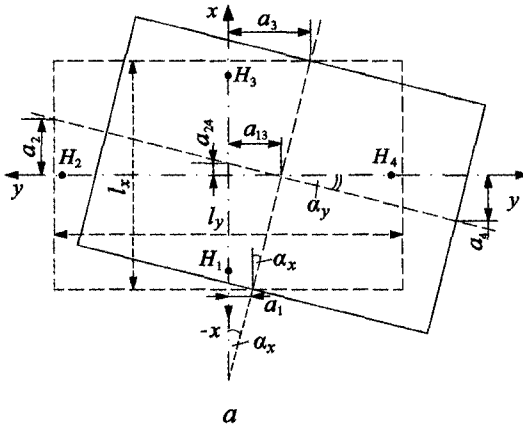
$$k_x = \frac{h}{l_x}(H_3 - H_1); \quad k_y = \frac{h}{l_y}(H_4 - H_2); \quad k = \sqrt{k_x^2 + k_y^2};$$

- осьові й загальне зміщення центра нижнього перерізу колодезя з розмічувальних осей:

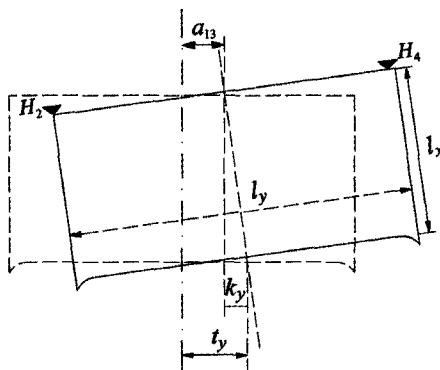
$$c_x = k_x + a_{24}; \quad c_y = k_y + a_{13}; \quad c = \sqrt{c_x^2 + c_y^2};$$

- кут повороту фактичних осей відносно розмічувальних осей колодезя:

$$\alpha_x = \frac{a_3 - a_1}{l_x} \rho; \quad \alpha_y = \frac{a_4 - a_2}{l_y} \rho; \quad \alpha = (\alpha_x + \alpha_y)/2,$$



a



б

Рис. 9.5. Контроль опускання колодезя:
a – план; *б* – профіль

де a – заміряні зміщення фактичних осей колодязя з проектних, які приймаються із знаками “плюс” і “мінус” при зміщеннях відповідно праворуч і ліворуч від додатного напрямку осей; H – позначки висотних рисок робочого горизонту; α – кут повороту фактичних осей, відлічуваний за ходом годинникової стрілки.

За наслідками виконавчого знімання, що виконується один раз на зміну (просування 1-2 м за зміну), ухвалюється рішення про корегування напрямку опускання колодязя.

У процесі зведення опор контроль центра здійснюють способами полярних координат і прямої кутової засічки, а якщо дозволяють умови встановити тахеометр на опорі, то і способом оберненої лінійно-кутової засічки по двох-трьох берегових опорних пунктах з наступним редукуванням станції на центр опори за різницею проектних і фактичних координат (див. гл. 5). На практиці дедалі більше застосовують і GPS-метод з використанням трьох приймачів, встановлених на контрольованому і двох пунктах мостової ТАЛ.

Для побудови проектних напрямів на центри опор іноді використовують метод створів. Відредукований напрям закріплюють парою постійних створних віхиносок з марками, розташованими на березі з одного або двох боків опори, що дозволяє вести спрощений контроль при розмічуванні фундаментів з високих берегів, застосовуючи спосіб створів при точному перенесенні осей на верхню частину опори. Розрахунки точності розмічування проектних точок з побудовою еліпсів їх похибок наведено в гл. 5.

Після зведення опори її центр переносять на верхню частину, розмічують на ній поздовжню і поперечну осі та місця встановлення опорних частин.

9.4. Геодезичне забезпечення зведення пілонів

У підвісних мостах функцію опор виконують пілони. В 2004 р. у Франції над долиною Тарна побудовано металевий віадук завдовжки 2 460 м, підвішений на 7-ми пілонах заввишки 89 м, опертих на опори заввишки від 77 до 245 м. Центральні прогони двох мостових переходів через Дніпро в Києві підвішено вантами на пілони висотою понад 100 м. У Запоріжжі на мосту через Дніпро зводяться два спарених пілони заввишки 150 м (рис. 9.6). Залізобетонний пілон має А-подібну форму, ноги якого сходяться у його вершині, а горизонтальний ригель служить опорою для прогінної конструкції. Ноги пілона пустотілі з товщиною стінки 600 мм, мають пірамідальну форму, їх осі в площині yz відхилені від вертикалі на кут $3,5^\circ$ (у площині xz осі вертикальні). У верхній частині ніг пілона влаштовують отвори для пропуску вант.

Зведення ніг пілона під заданим кутом до горизонту вимагає постійного врахування висоти робочого ярусу і відповідного розміщення щитів переставної опалубки. Передача позначок на робочий ярус здійснюється або за допомогою лазерного віддалеміра (рулетки), або точним тригонометричним нівелюванням.

Тому інженерно-геодезичне забезпечення зведення пілона зводиться до поярусного (через 3-5 м) контролю планово-висотного положення його арматурних блоків і точок горизонтальних перерізів (рис. 9.7), а точніше – верхніх точок стикування переставних щитів металевої опалубки. Висока щільність контрольних точок опалубки зумовлена як кутом відхилення осей ніг від вертикалі, так і зміною розмірів їх перерізів з висотою.

Рис. 9.6. Спарені пілони підвісного моста через Дніпро у м. Запоріжжі:

a – загальний вигляд; *б* – визначення кутів нахилу граней ніг;
 1 – фундамент; 2 – нога пілона; 3 – ригель; 4 – отвори для вант

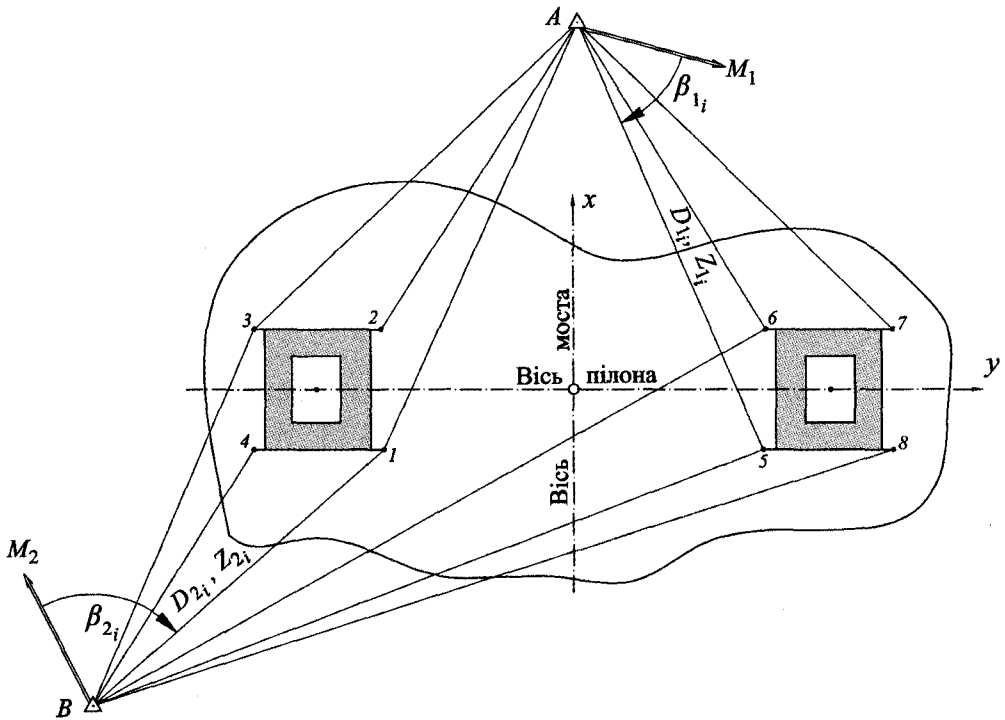
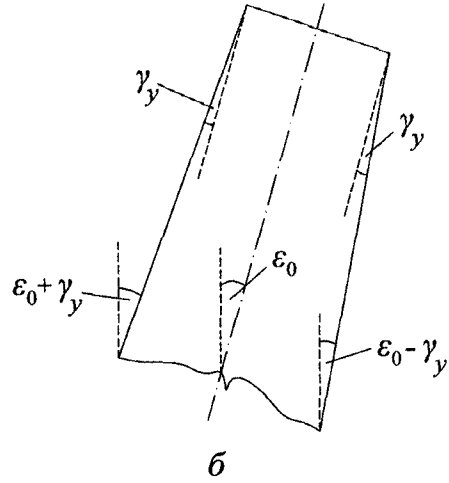
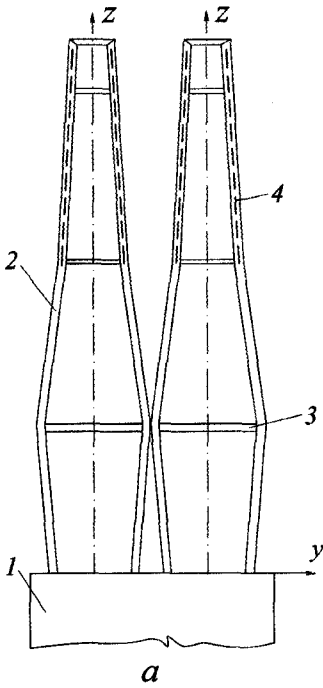


Рис. 9.7. Схема організації геодезичного контролю під час зведення пілонів

Враховуючи значну висоту пілона і малу площу будівельного майданчика (переважно намивного острова), геодезичні контрольні спостереження доцільно проводити за допомогою одного або двох електронних тахеометрів з пунктів мостової ТАЛ. На чотирьох контрольних точках доцільно закріпити трипеліпризми кругового огляду на кронштейнах-насадках, приварених до верхніх торців опалубки. На кожен точку вимірюють горизонтальний і зенітний кути й похилу відстань, що забезпечує визначення просторових координат центра трипеліпризми, які для порівняння з проектними приводяться до грані пілона. При цьому враховуються довжина кронштейна призми, товщина листа опалубки та величина відхилення реальної позначки точки від проектної.

Завдання порівняння координат спрощується, якщо координатні осі мостової мережі, моста і пілона паралельні. Поправки за різницю позначок верху опалубки вводяться в абсциси і ординати (див. рис. 9.6, б) згідно з формулами

$$\delta x_i = (h_i^0 - h_i) \operatorname{tg} \gamma_x; \quad \delta y_i = (h_i^0 - h_i) \operatorname{tg}(\varepsilon_0 \pm \gamma_y),$$

де ε_0 – кут відхилення осі пілона від вертикалі в площині yz ; γ_x, γ_y – кути між площинами пірамідальної ноги та її віссю в площинах xz та yz .

У другій формулі верхній знак береться для зовнішньої площини піраміди, а нижній – для внутрішньої. Поправкам δx і δy також надають відповідні знаки в залежності від розташування контрольних точок.

Контрольні вимірювання ведуться з іншого пункту мостової ТАЛ, наприклад, з B , як це показано на рис. 9.7, особливо при використанні другого тахеометра. Але якщо такої можливості немає, то для почергових вимірювань одним тахеометром недалеко від пункту A доцільно вибрати два допоміжні пункти, розташовані по обидва боки від осі моста з таким розрахунком, щоб з кожного із них була видимість не менше ніж на три точки кожної ноги (положення четвертої точки будівельники можуть контролювати способом лінійної засічки від інших точок ярусу за допомогою рулетки). Для оперативних і точних вимірювань пункти спостережень забезпечують пристроями для примусового центрування тахеометра.

Точність геодезичного контролю вертикальності й відхилень форми пілона від проекту нормативними документами не регламентовані. Тому для їх визначення доцільно враховувати вимоги ДСТУ-Н Б В.1.3 [78] стосовно передачі осей по вертикалі, яку для залізобетонних конструкцій можна взяти 1:10 000. Тоді для висоти пілона 150 м гранична похибка визначення крену не повинна перевищувати 15 мм, а координат контрольних марок – 10 мм, що узгоджується з вимогами ДБН і спонукає визначати координати контрольних точок із скп до 5 мм. Таку точність можна забезпечити електронними тахеометрами ($m_B = m_z = 2-3''$, $m_D = 2$ мм), виконуючи вимірювання при спокійних зображеннях марок, уникаючи впливу вітру та одностороннього сонячного нагрівання (докладніше див. гл. 12). Горизонтальність верхніх торців опалубки контролюється лінійкою з рівнем і лазером.

9.5. Монтаж прогінної конструкції

Монтаж здійснюють або безпосередньо в прогоні, або на спеціальному стапелі, розташованому на березі на продовженні осі моста, з подальшим насуванням на опори, або в акваторії поруч із прогоном на тимчасових опорах з наступним насуванням на штатне місце. В усіх випадках геодезичний контроль зводиться до забезпечення проектних розмірів конструкцій прогону, розмітки осьових і висотних рисок маяків, розміщення блоків по осі моста або тимчасовій монтажній осі та влаштування належного будівельного підйому. Аналогічно контролюється установлення опалубки при зведенні монолітної залізобетонної прогінної конструкції (балки або арки) методом неперервного армування.

Під час збирання металевої прогінної конструкції (ферми) на стапелі розмічують поздовжню вісь моста, паралельні їй ліву і праву розмічувальні осі та систему поперечних осей, які разом складають монтажну сітку. Окрім поздовжньої осі моста, всі розмічувальні осі зміщують на 200-300 мм, що забезпечує зручність геодезичного контролю співвісності, вертикальності й перпендикулярності торцевих площин будівельних конструкцій. Поздовжні й основні поперечні розмічувальні осі закріплюють на кінцях та в основних створних точках надійними пунктами (навіть пілонами з інструментальними столиками), бетонними монолітами з фіксацією центра знака керном, його розфарбуванням та огороженням для розпізнавання і захисту від пошкодження та руйнування.

Якщо прогінну конструкцію збирають на березі на продовженні осі моста, то його будівельна та розмічувальні осі закріплюються в зоні монтажного стапеля на кінцях та у проміжних пунктах стаціонарними залізобетонними стовпами заввишки до 1,5 м. На окремих пунктах з великим обсягом точних геодезичних контрольномонтажних вимірювань залізобетонні стовпи доцільно закріплювати пілонами для примусового центрування приладів.

Вказані вище пункти закріплення розмічувальних осей служать робочими реперами, прив'язаними до реперів висотної мережі будівельного майданчика. На розкосах конструкцій при їх підготовці до монтажу наносять та фіксують осьові риси з відповідним контрастним розфарбуванням. Висотний контроль полягає у нівелюванні накочувального шляху підмостків, що створюють будівельний підйом, а також нижніх або верхніх вузлів з'єднання елементів нижнього і верхнього поясів прогінних конструкцій. Наприкінці збирання прогінної конструкції проводять виконавче знімання, яким фіксується остаточне фактичне положення конструктивних вузлів нижнього і верхнього поясів відносно проектних поздовжніх і поперечних осей.

У ході насування прогінної конструкції проводять поетапний геодезичний контроль її планово-висотного положення, коткових опор та їх деформацій; створюється відповідна документація (плани і профілі в характерних перерізах), аналізуються просторові зміщення для вжиття відповідних заходів та дій. Після установлення конструкції на стаціонарні опори проводять остаточне виконавче знімання, передусім нівелювання основних вузлів з'єднання будівельних елементів для визначення прогину балки або ферми та його порівняння з проектним значенням.

Доречно зауважити, що з роками у практиці мостобудування зростає ступінь використання індустріальних методів будівництва, тобто виготовлення окремих блоків конструкцій з наступним їх з'єднанням на штатному місці, що сприяє підвищенню продуктивності праці та якості мостів.

У 70-х роках ХХ ст. в Україні впроваджено індустріальну технологію виготовлення та монтажу блоків залізобетонної прогінної балки моста через р. Десенка у Києві. Балки попереднього напруження формувалися із невеликих залізобетонних блоків, які транспортувалися з заводу на будівельний майданчик і приклеювалися до попередніх блоків з одночасним додатковим термічним армуванням тросами, які пропускалися через систему отворів і після їх подовження нагріванням фіксувалися анкерами.

Оригінальним було і геодезичне забезпечення виготовлення й монтажу блоків балок. На заводі технологічній лінії формування блоків надавався поздовжній і поперечний ухили, які відповідали проектним ухилам блока на штатному місці. Для цього металева опалубка нівелювалася наверху у 6-х точках, де врівень з бетоном встановлювалися робочі репери з арматури діаметром 12 мм. Два з цих реперів одночасно виконували роль осьових рисок, необхідних для контролю стикування блока з попереднім, а бокові репери використовувалися для усунення перекосів у його просторовому положенні. Завдяки такій технології геодезичні роботи на будівельному майданчику зводилися до простих і малоточних операцій: перевірки співвісності блока і контролю його позначок та поздовжнього і поперечного ухилів.

9.6. Геодезичне забезпечення зведення аркових мостів

9.6.1. Загальні положення

Особливо високого рівня організації геодезичного забезпечення потребує будівництво аркових мостів. Серед них показова арка центрального прогону Подільського мостового переходу через Дніпро в Києві (рис. 9.8). Перехід включає кілька мостів, естакад, шляхопроводів і земляних вставок загальною довжиною понад 7 км. Ширина і висота фермової балки жорсткості моста розрахована на рух на двох рівнях: на верхньому – 6 смуг для автомобільного транспорту і внизу (по боках) – колії метрополітену в двох напрямках, а між ними – галерея для колекторів і труб інженерних комунікацій. Балка жорсткості завдовжки 472 м з'єднує лівий і правий береги Дніпра; частину її підтримують вертикальні троси, прикріплені до параболічної (близької до колової) арки заввишки понад 70 м.

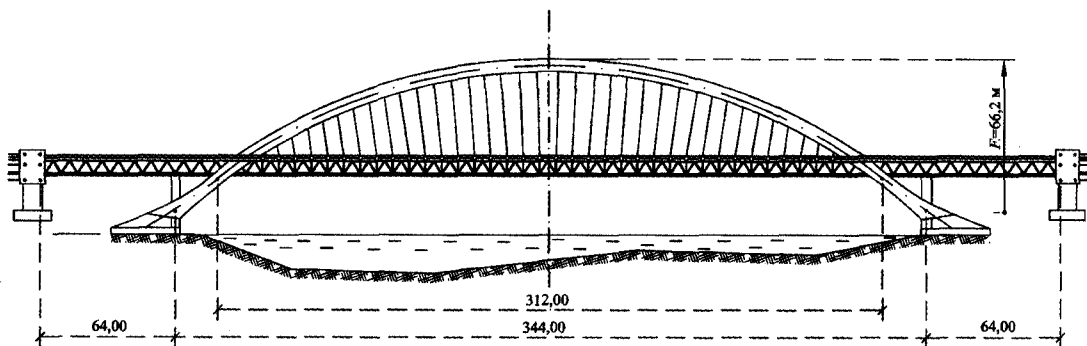


Рис. 9.8. Балково-арковий міст Подільського мостового переходу через Дніпро в Києві

Інженерно-геодезичне забезпечення монтажу фермової балки на тимчасових опорах принципово не відрізнялося від описаного вище методу збирання секцій на березі вздовж осі моста. Але збирання блоків арки у секції на березі та їх установлення у проектне положення на великій висоті за допомогою плавучого крана вимагало пошуку точних і ефективних методів геодезичного контролю збирання секцій із врахуванням точності виготовлення елементарних блоків, впливу температури на довжину секцій і викликаних нею змін у просторовому положенні уже змонтованої частини арки для пристикування чергової секції. Тому в ПВГР було передбачено такі основні процеси:

1. Побудова планової та висотної геодезичних мереж для забезпечення розмічувальних робіт і контролю монтажу блоків арки на стапелях, а також виконання інженерно-геодезичних спостережень за осіданнями і деформаціями фундаментів арок, самої арки та опорної балки жорсткості.

2. Контроль зведення чотирьох опор арок з шарнірами для встановлення її початкових блоків.

3. Здійснення інженерно-геодезичного контролю основних розмірів та форми блоків і секцій арки на берегових стапелях до їх установлення на штатне місце.

4. Контроль установлення секцій арки на штатне місце.

5. Геодезичний контроль підвішування вант.

6. Виконання періодичних інженерно-геодезичних спостережень за осіданням балки жорсткості й основних вузлів арок у процесі монтажних робіт.

Планову і висотну (локальну і сумішену) мережі побудовано методом просторової ТАЛ за допомогою електронного тахеометра TC1800 Leica ($m_B = 1''$, $m_S = 1$ мм).

Схему мережі наведено на рис. 9.9, де, крім пунктів мережі, закріплених у натурі інструментальними столиками, вказано розташування опор арки, її будівельних та монтажних осей. Шість пунктів мережі розміщено на берегах ріки, два пункти передбачено закласти в акваторії для контролю висотного положення секцій центральної частини арок. За результатами врівноваження скп положення пункту мережі становила 2,7 мм, відносна похибка сторін – менше 1:200 000. Позначки реперів, закріплених на плиті інструментальних столиків напівсферичними кульками, визначено у Балтійській системі прецизійним тригонометричним нівелюванням. Середня похибка позначок пунктів, розташованих на різних берегах, дорівнювала 2,2 мм.

9.6.2. Геодезичний контроль зведення опор арки

Фундаментні опори арки являють собою малоопуклу в профілі чотиригранну піраміду заввишки майже 30 м, нахилену до горизонту під кутом близько 40°. Розмір перерізу в площині xz змінюється від 7,1 до 6 м, а в площині xy становить 3,6 м. Тому бокові щити збірної опалубки мають криволінійний (параболічний) профіль.

Геодезичний контроль форми опалубки включає визначення просторового положення нижніх щитів на обох краях – лівому і правому, а також вертикальності бокових щитів з контролем профілю і висотного положення їх верхніх ребер для забезпечення правильного встановлення верхніх щитів опалубки. Координати контурних точок щитів задаються в проекті з інтервалом 1 м в умовній системі. Потім їх перераховують у систему координат об'єкта для розмічування і геодезичного контролю електронним тахеометром SET 030R3 з пунктів мостової ТАЛ.

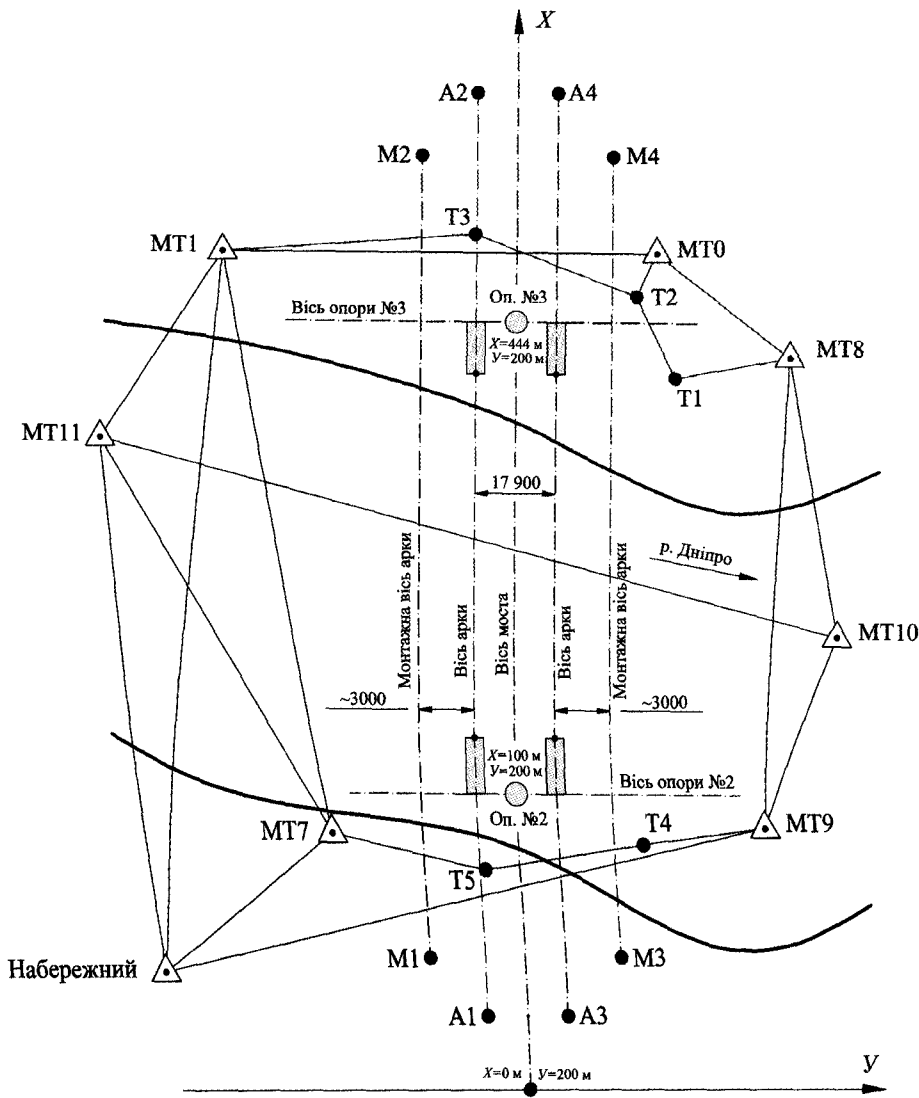


Рис. 9.9. Схема ТАЛ Подільського моста

Для отримання координат точок із скп до 2-2,5 мм на відстанях до 30 м кути вимірюються з похибкою до 5", а відстані – до 1-2 мм. Контроль вимірювань забезпечується повторним спостереженням з повним технологічним циклом центрування приладів та зміною орієнтирного пункту.

Бетонування опор арки – відповідальний процес, який вимагає поярусного контролю просторових координат не менше ніж 4-х точок поперечного перерізу (рис. 9.10, а) у системі координат xu_h . За координатами x_i, y_i, h_i ($i = 1,2,3,4$) визначають кути нахилу v_x, v_y перерізу вздовж осей абсцис та ординат (поздовжня – поперечна):

$$\operatorname{tg} v_x = \frac{h_2 - h_1}{x_1 - x_2} = \frac{h_4 - h_3}{x_3 - x_4}; \quad \operatorname{tg} v_y = \frac{h_1 - h_3}{y_1 - y_3} = \frac{h_2 - h_4}{y_2 - y_4}.$$

Крім того, визначають координати точки O фактичної осі перерізу опори:

$$x = (x_1 + x_2)/2; \quad y = (y_3 + y_4)/2; \quad h = (h_1 + h_2)/2.$$

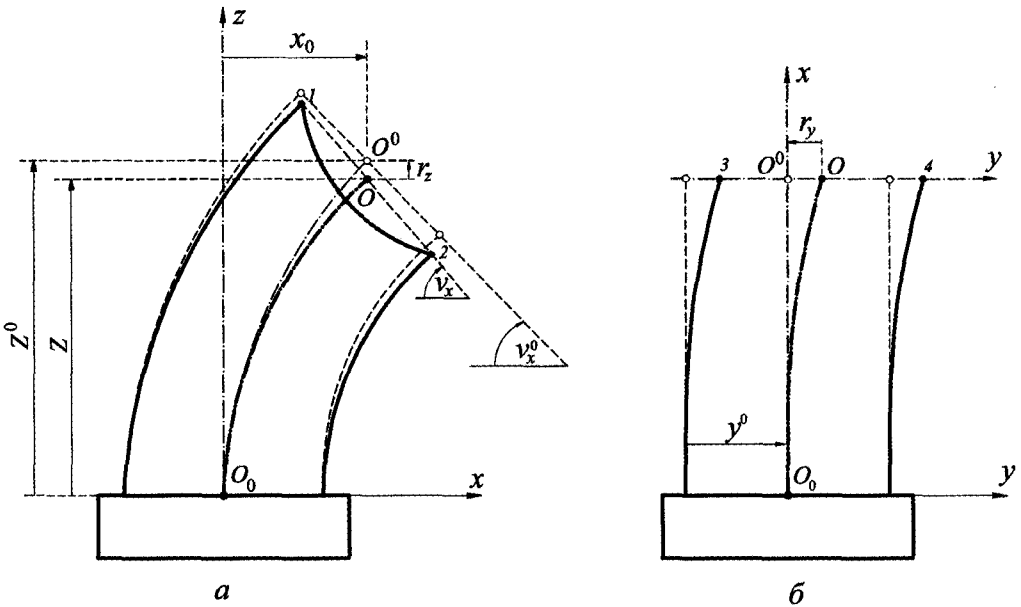


Рис. 9.10. Схема геодезичного контролю поперечного перерізу опалубки опори арки та її зміщення у проектне положення:

a – профіль; b – план

Потім за величиною x_i (умовною абсцисою центра перерізу відносно нижньої точки опори) за рівнянням параболи арки визначають проектну висоту:

$$z_i = \frac{4h_m x_0 (x_m - x_i)}{x_m^2}, \quad (9.1)$$

яку порівнюють з її фактичною позначкою h . Далі за різницею $r_z = z - h$ точку O зміщують по вертикалі у проектне положення O^0 (у формулі: x_m – горизонтальна відстань між опорами арки; h_m – висота (стрілка підйому) арки), додатково визначають проектний ухил

$$\operatorname{tg} v_i = \frac{dz}{dx} = \frac{4h_m}{x_m^2} (x_m - 2x_i) \quad (9.2)$$

та за різницею $\Delta v_x = v_x^0 - v_x$ обчислюють поправки в абсциси та висоти точок 1 і 2. Якщо $v_y > 5'$, то поперечний ухил опалубки виправляють, вводючи поправки δh у позначки точок 1, 2 і 3, 4 відповідно зі знаком “мінус” і “плюс”, які обчислюють за формулою

$$\delta h = b v_y / \rho,$$

де b – ширина опалубки.

Положення перерізу опори по осі ординат (див. рис. 9.10, б) корегують за різницею $r_y = y - y_0$, де y – проектна ордината осі опори.

За наслідками визначення фактичних координат точок опалубки та їх порівняння з проектними приймається остаточне рішення про відповідність розмірів і форми опалубки вимогам проекту.

На останній стадії бетонування опор особливої уваги потребує контроль встановлення верхньої металевої шарнірної частини опори арки з опорною плитою, зокрема горизонтальності осі шарніра та її перпендикулярності до осі арки (моста), висотного положення цієї осі, а також кутів нахилу опорної плити до горизонту. Вказані кути визначають за просторовими координатами п'яťох контрольних точок. Параметри торцевої площини (координати центра і кути нахилу до горизонту) визначають за методикою вертикального планування рельєфу майданчика (див. гл. 3). Відхилення положення площини торця від проекту не повинно перевищувати 3 мм.

9.6.3. Геодезичний контроль збирання секцій арки

Сталеві секції арок довжиною від 46 до 78 м складаються на стапелі із заводських блоків завдовжки до 15 м і заввишки до 4,8 м. Проектну аплікату z будь-якої точки осі блока арки, зокрема його кінцевих точок, обчислюють за заданою абсцисою x за формулою (9.1). Якщо задана апліката точки, то її абсциса

$$x = \frac{x_m}{2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{z}{h_m}} \right),$$

де x_m, h_m – прогін і висота (стрілка підйому) арки.

Радіус кривини арки змінний і становить 449,0 м на опорах і 223,4 м у вершині арки (середнє значення радіуса $\rho \approx 298$ м). Змінний радіус ρ у будь-якій точці арки та довжину її дуги визначають за формулами

$$\rho = \frac{x_m^2}{8h_m} \sqrt{\{1 + \operatorname{tg}^2 v_x\}^3}; \quad \operatorname{tg} v_x = \frac{4h_m}{x_m^2} (x_m - 2x);$$

$$L = \int \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 v_x} dx = \frac{1}{2} \left[x \sqrt{1 + \left(\frac{x}{p}\right)^2} + p \ln \left(\frac{x}{p} + \sqrt{1 + \left(\frac{x}{p}\right)^2} \right) \right],$$

де v_x – кут нахилу дотичної до осі арки у будь-якій точці з абсцисою x_i (на опорах арки при $x_i = 0$ цей кут становить $37,5879^\circ$, у вершині він дорівнює нулеві); x_m, h_m – відстань між опорами і висота осі арки до її осі ($x_m = 344$ м і $h_m = 66,2$ м); $p = x_m^2 / 8h_m$ – параметр параболи (для даної арки він становить 223,444 м).

Зауважимо, що блоки арки формуються переважно зверху і знизу прямолинійними поясами і утворюють полігональну систему, яка наближається до параболи з відхиленням менше 50 мм. Це полегшує контроль форми блоків, довжини яких задають хордами c_0 , що стягують дугу l_0 параболи на осі арки. Довжину хорди обчислюють за різницею координат точок осі, а довжину дуги – за різницею довжин

L параболі від початку координат. Для полегшення транспортування блоки виготовляють довжиною 15-18 м.

На стапелі просторові координати точок торцевих площин блока (або цілої секції завдовжки до 70 м) визначають із чотирьох пунктів монтажно́ї сітки, побудованої на землі навколо стапеля. Потім за ними визначають координати центрів перерізів, непрямо́лінійність секції у горизонтальній площині, стрілку підйому секції, її довжину, ширину й висоту, горизонтальність і вертикальність панелей блоків, кути неперпендикулярності торцевих площин до осі секції тощо. За відхиленнями фактичних даних від проектних приймається рішення про можливість передачі блока на монтаж. Зважаючи на допустиму зміну розкриття зварного шва на ± 5 мм, при розмірах перерізу секції $3,6 \times 4,8$ м допустиме значення кута неперпендикулярності не повинно перевищувати $3,5'$, а максимальне відхилення розмірів від проектних – 10 мм.

У процесі контролю геометрії секції арки важливе значення має прогнозування просторового положення торцевих площин секції, коли її буде встановлено на штатне місце (рис. 9.11, а), та положення цих площин на стапелі (рис. 9.11, б), оскільки вони диктують умови стикування секції з попередньою і наступною без порушення вимог до розміру і форми зварного шва. Для забезпечення цієї вимоги як базові беруться центральні точки торцевих площин секції, які задаються координатами точок N^0, K^0 та N, K , довжинами осей блоків l^0, l та хордами c^0, c нижніх опорних вузлів 1, 2 монтажного блока.

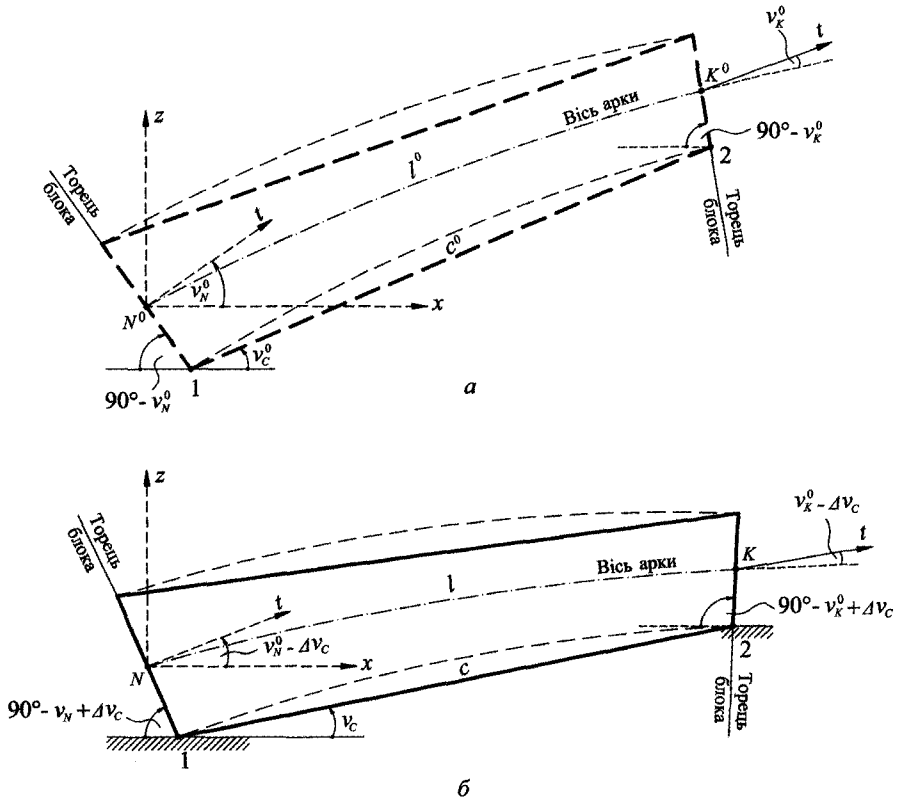


Рис. 9.11. До геодезичного контролю положення торцевих площин секції арки:
а – проектне положення; б – положення на стапелі

Очевидно, що умова ідентичності параметрів $l = l^0$ та $c = c^0$ виконуватиметься з невеликим відхиленням, яке істотно не вплине на положення секції. Оскільки відомі проектні координати точок N^0 і K^0 , то за формулою (9.2) при відрахуванні x від опори арки легко визначаються кути v_N^0, v_K^0 нахилу дотичної t до параболи й хорди в точці N^0 і K^0 . Аналогічно за фактичними координатами точок N і K можна було б обчислити відповідні кути v_N, v_K блока на стапелі. Проте, враховуючи встановлення блока на опори (див. рис. 9.11, б), для геодезичних контрольних вимірювань доцільно брати нижні точки блока 1 і 2, які розташовані на його осі. Їх проектні координати обчислюють за формулами

$$x_1^0 = x_N^0 + \frac{h_N^0}{2} \sin v_N^0; \quad z_1^0 = z_N^0 - \frac{h_N^0}{2} \cos v_N^0;$$

$$x_2^0 = x_K^0 + \frac{h_K^0}{2} \sin v_K^0; \quad z_2^0 = z_K^0 - \frac{h_K^0}{2} \cos v_K^0,$$

де h_N^0, h_K^0 – відповідні проектні висоти монтажного блока.

За цими координатами визначають проектні довжини хорди c^0 та кут v_c^0 її нахилу до горизонту. Після установки блока або секції на опори стапеля координують точки 1 і 2 в системі координат стапеля і визначають фактичні довжини c хорди та кут v_c її нахилу. Це дасть змогу визначити кути нахилу торцевих площин блока $v_N = 90^\circ - v_N^0 + (v_c^0 - v_c)$ і $v_K = 90^\circ - v_K^0 + (v_c^0 - v_c)$, які враховують кут $\Delta v_c = v_c^0 - v_c$ повороту монтажного блока на стапелі від його проектного положення. Якщо опорні блоки стапеля розташувати на одному рівні, тобто на горизонтальній поверхні, то кут повороту блока дорівнює v_c^0 . Нерівність $c \neq c^0$ свідчить про відхилення реальної довжини блока від проекту і може спричинити коректуру проектних координат блока (секції).

У такому положенні конструкції способом бокового нівелювання необхідно проконтролювати кути нахилу торцевих площин $90^\circ - v_N^0 + \Delta v_c$ і $90^\circ - v_K^0 + \Delta v_c$ та при необхідності виконати відповідну коректуру. За результатами контролю оцінюється якість форми блока або секції та можливість її передачі в монтажну зону.

Для отримання якісних характеристик геометричних параметрів блоків арки перед початком їх збирання у секції стапель та опорні частини блока повинні бути занівельовані й підтверджена їх придатність для монтажних робіт. Щоб уникнути перекосів, пов'язаних з осіданням фундаментних блоків стапеля, його необхідно нівелювати щораз перед збиранням та в процесі формування секції через кожних 15 днів, а також після сильних дощів та при порушенні стабільності окремих його частин.

Після доведення секції до проектної форми і розмірів на торцях з обох боків закріплюють рисками горизонтальну і вертикальну осі, які потім використовуватимуться для контролю просторового положення секції на штатному місці, зокрема, верхня і нижня риски – для виведення осі блока на вісь арки в площині xh (з пунктів геодезичної мережі), а горизонтальні – для контролю перекосу блока (технічним нівеліром або контрольною лінійкою з рівнем і лазером). Крім того,

осьові риски горизонтальної площини x_u (нижня, середня або верхня), які закріплені на зовнішній стінці секції арки, можна використовувати для контролю висотного положення і стрілки її підйому з берегових або акваторіальних пунктів мостової мережі за допомогою електронного тахеометра.

Розташування блока на стапелі дозволяє спростити і геодезичне забезпечення **монтажу в'язів** арок. В'язи являють собою трубчасті ферми, якими з'єднують уверху обидві арки в єдину конструкцію (рис. 9.12). Для цього на внутрішніх стінах арок встановлюють по два опорних патрубкі, які виконують роль фіксаторів в'язів.

Патрубок має менший діаметр, ніж труба ферми, і це дозволяє погашати похибки монтажу. Ферми додатково з'єднуються між собою трубчастими розкосами, що вимагає високої точності взаємного розташування в'язів.

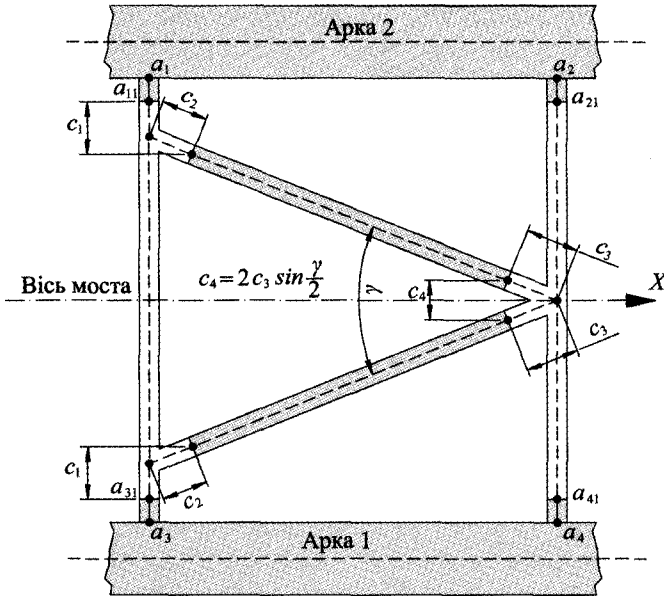


Рис. 9.12. Схема розташування контрольних точок на внутрішніх стінках секцій для монтажу в'язів

У проєкті вказуються абсциси і аплікати точок патрубків на внутрішніх стінках арок. Розмічування і приварювання патрубків доцільніше робити одночасно із збиранням секцій на стапелі, прийнявши за базу відліку хорди N^0K^0 і NK (див. рис. 9.11) та розмістивши початки координат у їх початкових точках. Якщо проєктна точка P_i^0 патрубка в'яза задана координатами x_i^0, z_i^0 у площині стінки арки в просторі (рис. 9.13, а), то її координати x_i і z_i на стапелі (рис. 9.13, б) відносно нижньої точки внутрішньої панелі блока після повороту осей на кут Δv_c визначають за формулами

$$x_i = x_i^0 \cos \Delta v_c + z_i^0 \sin \Delta v_c; \quad z_i = -x_i^0 \sin \Delta v_c + z_i^0 \cos \Delta v_c.$$

Якщо вісь блока на стапелі розташована горизонтально, то при розмічуванні патрубків абсцису можна відкладати лазерною рулеткою як горизонтальне прокладення, відмічаючи точку на верхньому поясі блока (секції) при контролі її аплікати

відносно їх осей. У важкодоступних місцях можна використати електронний тахеометр, визначивши спочатку його положення відносно точок 1 і 2 способом довільної станції (рис. 9.13, б) за вимірними двома відстанями S_1, S_2 та кутом β_T , а потім розмітити точку P_i способом полярних координат за кутом β_i та відстанню S_i з одночасним контролем її висотного положення.

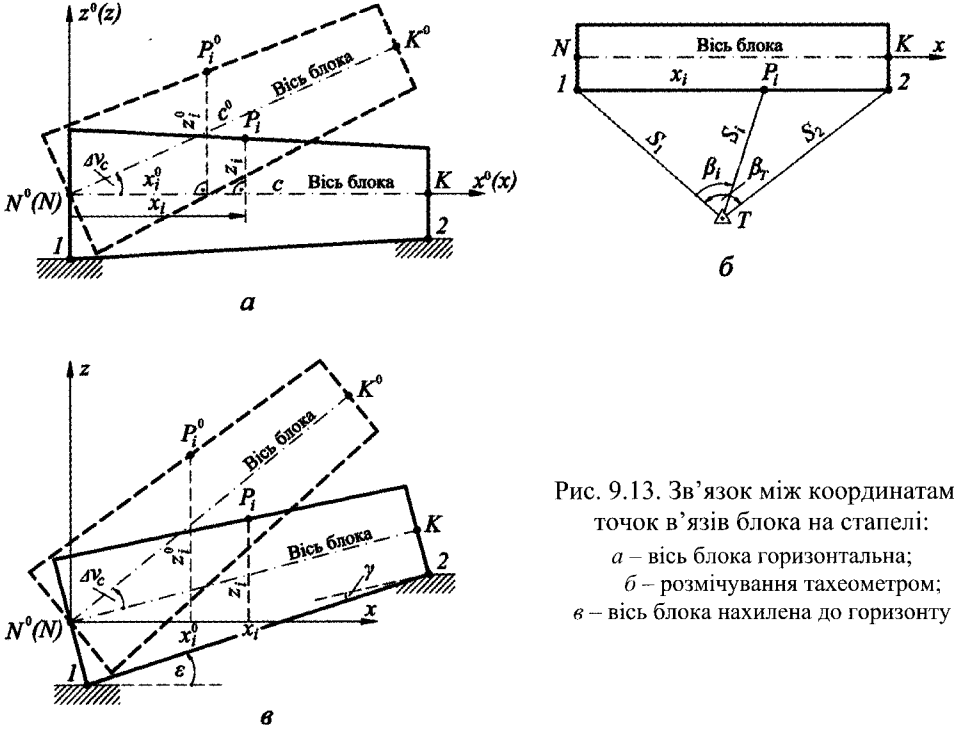


Рис. 9.13. Зв'язок між координатами точок в'язів блока на стапелі:
 а – вісь блока горизонтальна;
 б – розмічування тахеометром;
 в – вісь блока нахилена до горизонту

Коли вісь блока не горизонтальна і його встановлено на опори стапеля з кутом ϵ нахилу нижнього поясу до горизонту (рис. 9.13, в), то координати патрубк обчислюють за формулами

$$x_i = x_i^0 \cos(\Delta v_c + \epsilon - \gamma) + z_i^0 \sin(\Delta v_c + \epsilon - \gamma);$$

$$z_i = -x_i^0 \sin(\Delta v_c + \epsilon - \gamma) + z_i^0 \cos(\Delta v_c + \epsilon - \gamma),$$

де γ – кут між нижнім поясом і віссю блока, який визначається за піврізницею розміру його торцевих перерізів.

9.6.4. Геодезичний контроль монтажу секцій арки

Співвісність і проектна позначка нижніх монтажних секцій арки в процесі їх установлення в проектне положення забезпечується виконанням створних вимірювань і тригонометричним нівелюванням з пунктів $A_i (i = 1, 2, 3, 4)$ закріплення будівельних осей арки безпосередньо візуванням на точки осі арки, які розміщені на верхній стінці (під час контролю там встановлюється візирна марка в точці марку-

вання осі). Якщо такі вимірювання важко реалізувати через погану видимість, то їх виконують із пунктів закріплення монтажних осей $M_i (i = 1, 2, 3, 4)$, зміщених з осі арки на 1-3 м.

В основу розрахунку точності збереження форми і розмірів арки при монтажі блоків кладуть рівняння арки (9.1). Якщо $x = L/2$ (середина арки), то $z = F$.

Похибку позначки точки арки визначають за формулою

$$m_z = \frac{4F}{L} \left(1 - \frac{2x}{L} \right) m_x,$$

де m_x – похибка абсциси точки, яка залежить від точності виготовлення і збирання блоків арки.

Для точок, розташованих на відстані 1/20, 1/8, 1/4, 3/8 та 1/2 довжини арки, тобто для абсцис 15,6; 39; 78; 117 та 156 м скп позначок не повинні перевищувати відповідно:

$$m_z = 0,63m_x; \quad m_z = 0,52m_x; \quad m_z = 0,35m_x; \quad m_z = 0,18m_x; \quad m_z = 0,$$

які доводять, що похибку позначки можна допускати більшою у місцях, наближених до опор, і мінімальною – поблизу вершини арки. Ця обставина вимагає диференційованого підходу до вибору похибок визначення висотного положення блоків арки, пов'язуючи їх з похибкою довжини блоків арки, яка встановлюється ДСТУ-Н Б В.1.3 [78] в залежності від класу точності виготовлення конструкцій. Практика монтажу металоконструкцій переконує, що $m_x \approx x/5\,000 - x/10\,000$, і для половини арки $L/2 = 156$ м ця похибка може сягати 15 мм, а її граничне значення – 30 мм. Тому гранична похибка позначки блока в ключі арки не повинна перевищувати: $\Delta_z \leq 0,18 \cdot 30 \approx 5$ мм.

Спостереження за положенням секцій арки виконують не менше ніж з двох створних, берегових або акваторіальних пунктів мостової мережі. Для зменшення похибок вимірювань прилади з нижчою точністю встановлюються поближе до арки. Оскільки задній торець секції пристиковується до попередньої секції, то контролюється просторове положення тільки переднього торця за 4-ма контрольними марками, дві з яких розташовані на вертикальній лінії його симетрії, а дві – на бокових поверхнях (верхня осьова – для контролю співвісності будівельної осі арки, а бокова – для контролю висотного положення секції з бокових пунктів мостової мережі). Марки у формі тороїда з внутрішнім та зовнішнім діаметром відповідно 10 і 40 мм фарбують за допомогою прозорого плівкового трафарету.

Для вимірювання кутів та відстаней до контрольних марок, зокрема до бокових, їх доцільно закріплювати керном і катафотними плівками, які можна використовувати і під час спостережень за деформаціями арок у ході експлуатації моста.

Монтаж арок виконують зустрічним способом (шарнір-вершина). Тому для погашення похибок монтажу використовується компенсаційний блок завдовжки $\approx 6,5$ м, габарити і форма якого визначаються на місці за результатами геодезичних вимірювань (електронним тахеометром). В таких випадках доцільно користуватися фотограмметричним методом або сканерним тахеометром з малої відстані.

У процесі збирання блоків у секції та встановлення їх на штатне місце для надання їм необхідної проектної форми вимірюють стрілки f_i кривини осі арки

відносно хорди, яка з'єднує початкову і кінцеву точки торцевих перерізів монтажних секцій (рис. 9.14). Обчислення здійснюють за формулами в такій послідовності:

$$c_j = \sqrt{(X_K - X_N)^2 + (H_K - H_N)^2}; \quad \sin v_j = \frac{H_K - H_N}{c_j};$$

$$f_i = H_i - [(X_i - X_N) \operatorname{tg} v_j + H_N],$$

де c_j, v_j – відповідно довжина хорди монтажного блока і кут її нахилу до горизонту.

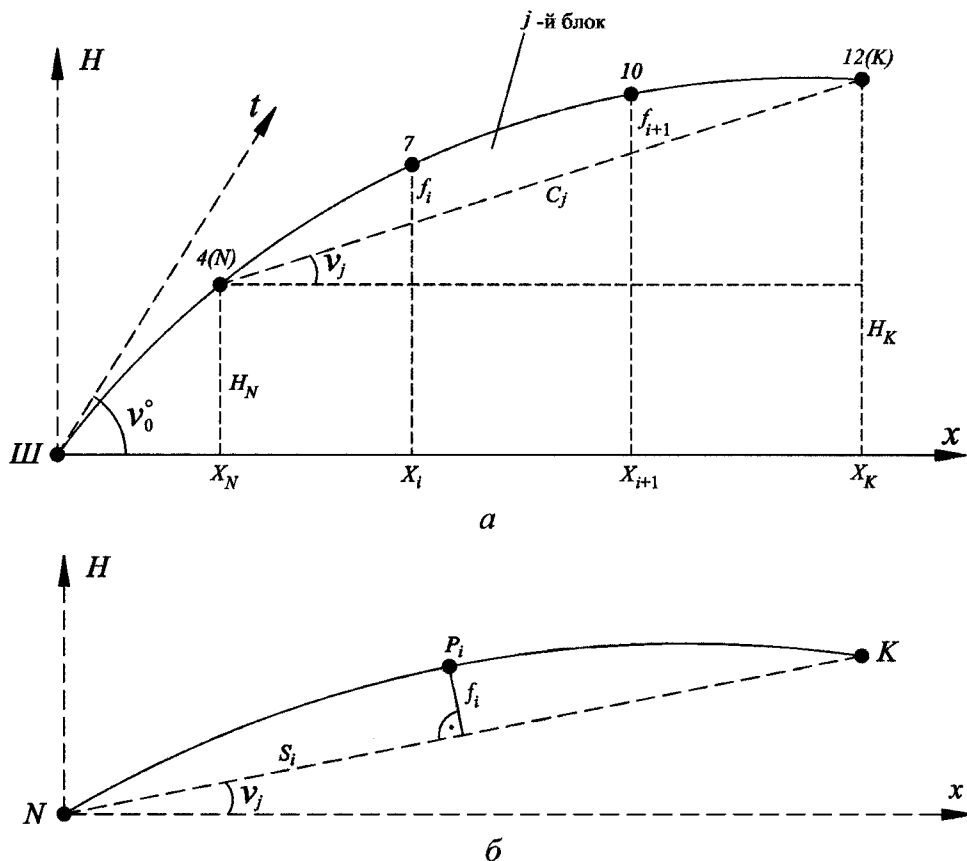


Рис. 9.14. До обчислення стрілок підйому секцій арки:
а – розташування секції арки; б – визначення стрілки підйому

Довжину стрілки f_i^0 , перпендикулярну до хорди NK , обчислюють за формулою

$$f_i^0 = f_i \cos v_j.$$

Якщо, крім стрілок підйому f_i^0 , треба визначити і відстань S_i основи перпендикуляра від початкової точки N блока, то користуються виразом

$$S_i = (H_i - H_N) \sin v_j - (X_i - X_N) \cos v_j.$$

Під час монтажу необхідно визначати стрілки підйому блоків у вказаних вище точках та передавати їх телефоном у центр керування монтажними роботами для корекції просторового положення секції, наприклад, за допомогою шпренгеля, а після її реалізації виконувати повторні вимірювання.

Принагідно варто зауважити, що при реконструкції мостових металевих ферм виникає необхідність у вимірюванні стрілки вигину окремих стрижнів за просторовими координатами трьох точок, розташованих на його кінцях та в середині. Тоді стрілка вигину, яка лежить у площині вказаних трьох точок, визначається за формулою

$$f_i = \sqrt{\frac{[(x_2 - x_1)(y_3 - y_1) - (x_3 - x_1)(y_2 - y_1)]^2 + (y_2 - y_1)(H_3 - H_1) - (y_3 - y_1)(H_2 - H_1)]^2}{(x_3 - x_1)^2 + (y_3 - y_1)^2 + (H_3 - H_1)^2}}$$

Знаменник у підкореновому виразі – це квадрат похилої відстані між крайніми точками елемента. Проекції f_{xy} і f_H просторової стрілки вигину на взаємно перпендикулярні похилу і вертикальну площини, визначаються за формулами

$$f_{xy} = D_{12} \cos z_{12} \sin(\alpha_{12} - \alpha_{13}); \quad f_H = D_{12} \sin(z_{13} - z_{12}),$$

де $\alpha_{12}, \alpha_{13}, z_{12}, z_{13}$ – азимути і зенітні кути ліній; D_{12} – довжина похилої сторони.

Якщо стрілки мають знак “плюс”, то горизонтальна проекція f_{xy} спрямована праворуч від опорної лінії, а вертикальна f_H – вгору від неї, а якщо “мінус”, то відповідно ліворуч і вниз. Правильність обчислень контролюється за формулою

$$\sqrt{f_{xy}^2 + f_H^2} = f.$$

Метод використано для геодезичного забезпечення реконструкції моста через р. Дніпро у Дніпропетровську.

9.6.5. Геодезичний контроль монтажу канатів арки

Монтаж арок завершується їх з'єднанням з балкою жорсткості за допомогою канатів діаметром до 100 мм. Низ канатів фіксується анкером на балці жорсткості, а верх закріплюється в діафрагмі арки за допомогою регульовальних гайок з шайбою (рис. 9. 15). Майже 2 м довжини канату проходить у трубі діаметром 400 мм, яка на 150 мм висунута вниз з основи арки. Координати кінців канату і кут його відхилення від вертикалі вказуються у проекті.

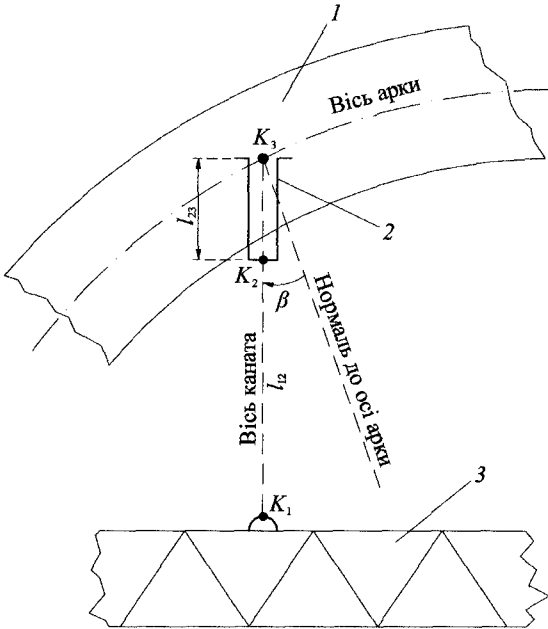
Завдання інженерно-геодезичного контролю підвішування канатів зводиться до визначення просторових координат: 1) центра K_3 верхнього перерізу труби діафрагми; 2) центра K_2 нижнього перерізу труби діафрагми; 3) розмічування точки K_1 на балці жорсткості; 4) вимір відстаней K_1K_2 і K_1K_3 між точками діафрагми і анкера.

Просторові координати точок K_1 і K_2 визначаються із пунктів мостової мережі при врахуванні температурної деформації конструкцій, а точки K_3 – методом екстраполяції за першими двома та конструктивною відстанню K_2K_3 за формулами

$$X_3 = X_2 + \frac{X_2 - X_1}{l_{12}} l_{23}; \quad Y_3 = Y_2 + \frac{Y_2 - Y_1}{l_{12}} l_{23}; \quad H_3 = H_2 + \frac{H_2 - H_1}{l_{12}} l_{23};$$

$$l_{12} = \sqrt{(X_2 - X_1)^2 + (Y_2 - Y_1)^2 + (H_2 - H_1)^2},$$

де X_i, Y_i, H_i – координати точок K_1 і K_2 ($i=1,2$).



За результатами виконавчого знімання складають схему розташування контрольних точок підвіски канатів, відомість їх проектних і фактичних координат, відхилень координат від проекту, довжин канатів, позначок анкерів.

Рис. 9.15. Розташування контрольних точок для монтажу канатів:
1 – арка; 2 – труба діафрагми;
3 – балка жорсткості з анкером

9.7. Геодезичний контроль зведення конусів насипу мостових опор

Конуси насипу при берегових опорах мостів і шляхопроводів забезпечують стійкість опор у місцях їх з'єднання із земляним полотном дороги, створюють нормальний гідравлічний режим водотоку в зоні розташування опори і надають споруді привабливої архітектурної форми. Обриси і конструкції конусів насипу залежать від типу берегових опор, крутості укосів, висоти і ширини земляного полотна, характеру рельєфу тощо. За функціональними властивостями найкращою є конструкція зрізаного еліптичного конуса, який прилягає до опори з двох боків (рис. 9.16).

У проєкті зведення конуса насипу задається проєктна позначка Z_0 верху земляного полотна, позначка H_p рельєфу на осі конуса, коефіцієнти m_a і m_b бокового і фронтального укосів. Останні визначають форму підшови конуса, яка математично задається еліпсом. А оскільки різниця позначок $h_0 = Z_0 - H_p$ – це висота зрізаного конуса, яким формується насип прилеглого земляного полотна, то для розрахунку координат еліпса беруть висоту $h = h_0 + \delta h_0$ повного конуса, при цьому $\delta h_0 = (B - B_1) / 2m_a$, де B, B_1 – ширина земляного полотна дороги і мостової опори.

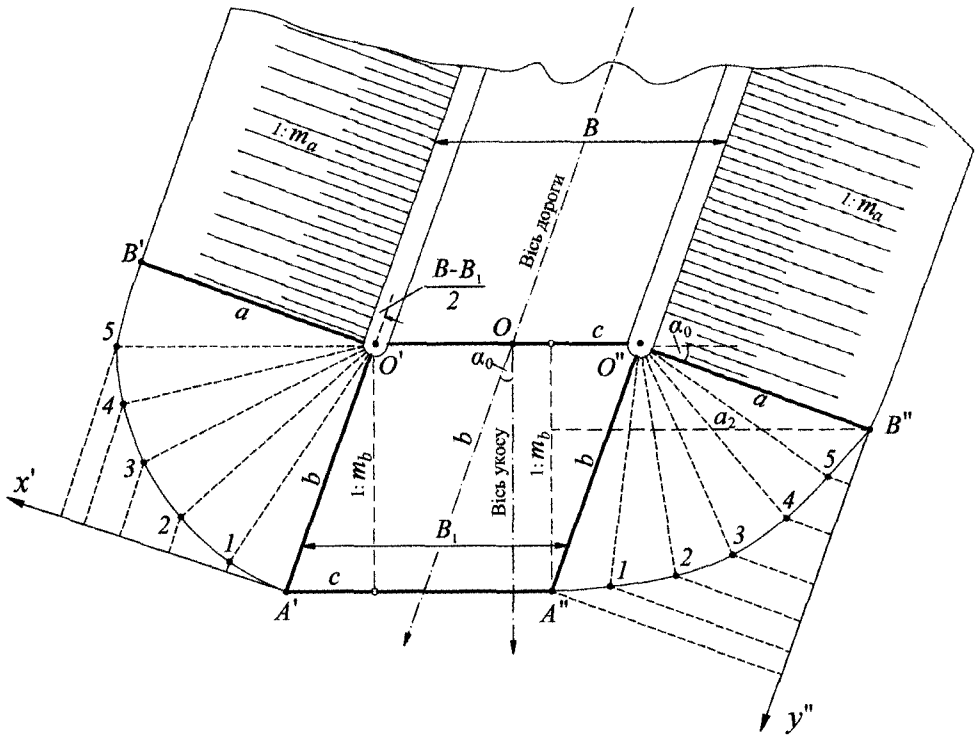


Рис. 9.16. Схема розташування конусів насипу

Нижче подано методику визначення координат і розмічування еліпсів конуса насипу в нормальних та косих мостах і шляхопроводах, розроблену І. П. Фецовичем [129]. Вершини конусів знаходяться в точках O' і O'' , а початки координат чвертей еліпсів підшви конусів – у точках A' і A'' , які віддалені від фронтального укосу опори на величину $c = b \operatorname{tg} \alpha_0$, де α_0 – кут між осями земляного полотна і мостової опори. При цьому осі абсцис чвертей еліпсів не паралельні осі опори і їх доцільно повернути на кут α_0 , тобто сумістити з віссю дороги.

Півосі еліпса визначають за простими залежностями

$$a = h / \operatorname{tg} v_a = h m_a; \quad b = h / \operatorname{tg} v_b \cos \alpha_0 = h m_b \cos \alpha_0,$$

де v_a, v_b – кути нахилу основних твірних еліптичного конуса до горизонту; m_a, m_b – коефіцієнти укосів земляного полотна і мостової опори $m = 1 / \operatorname{tg} v$.

Якщо осі автодороги і моста перетинаються під прямим кутом, то кут $\alpha_0 = 0^\circ$ і $b = h m_b$.

Чверть кривої еліпса, довжина якої рідко сягає 50 м, обчислюється за формулою Рамануджана (для периметра)

$$L = \pi [3(a+b) - \sqrt{(3a+b)(a+3b)}] \quad \text{або} \quad L = 4 \frac{\pi ab + (a-b)^2}{a+b}.$$

При співвідношенні $b/a = 1/5$ похибка визначення периметра не перевищує 0,02-0,05%. Площа еліпса $F = \pi ab$.

Абсциси і ординати підосви конуса в горизонтальній площині обчислюють за формулами

$$x_A = 0; y_A = 0; x_B = a; y_B = b; ; x_i = k_i a; y_i = b(1 - \sqrt{1 - (x_i/a)^2}),$$

де k_i – коефіцієнт пропорційності, яким задається розташування проміжних точок на кривій ($0 \leq k_i \leq 1$).

Для випадку, коли розмічування починають з точок B' або B'' , ординати і абсциси обчислюють за формулами

$$x_B = 0; y_B = 0; x_A = a; y_A = b; ; y_i = k_i b; x_i = a(1 - \sqrt{1 - (y_i/b)^2}).$$

При наближеному розподілі точок на кривих доцільно брати $k = 0; 0,2; 0,4; 0,6; 0,75; 0,9; 1$. Для точнішого розмічування точок в кінці кривих кількість коефіцієнтів можна збільшити, наприклад, взяти $0,8; 0,95$ і навіть $0,98$.

Якщо укоси земляного полотна дороги мають різні ухили, то великі півосі еліпсів будуть неоднаковими і тому координати еліпсів потрібно обчислювати окремо для кожної кривої.

У табл. 9.1 наведено прямокутні координати п'яти точок еліптичних кривих лівого і правого конусів насипу при вихідних даних:

$$H_P = 124,52; Z_0 = 132,84; B = 9,50 \text{ і } B_1 = 8,80 \text{ м; } m_a = 1,75 \text{ і } m_b = 1,25; \alpha_0 = 24^\circ. \\ h_0 = 8,32; \delta h_0 = 0,20; h = 8,52 \text{ м; півосі еліпсів } a = 14,91; b = 10,65; L/4 = 20,23 \text{ м.}$$

Таблиця 9.1

Прямокутні координати точок лівої та правої еліптичних кривих конусів насипу

Координати точок, м	Позначення розмічувальних точок кривих						
	A	1	2	3	4	5	B
x	0	2,98	5,96	8,95	11,18	13,42	14,91
y	0	0,21	0,89	2,13	3,60	6,01	10,65
y	10,65	9,58	7,99	6,39	4,26	2,13	0
x	14,91	8,40	5,05	2,98	1,24	0,30	0

Аналіз координат таблиці показує, що інтервал між ординатами лівої кривої між 5-ою і кінцевою точками і кінцем становить понад 4 м і, очевидно, для підвищення точності формування кривої доцільно взяти ще одну точку, наприклад, з абсцисою $x = 0,95 a = 14,16$ м і ординатою $y = 7,31$ м. Аналогічна ситуація виникає і на кривій правого конуса між абсцисами 1-ої і кінцевої точок.

Розмічування проміжних точок кривих можна виконувати або способом прямокутних координат, або способом полярних координат з вершини конуса, відкладаючи полярний кут α_i і горизонтальне прокладення r_i до точки P_i , які обчислюють за формулами

$$\alpha_i = \arctg \frac{x_i}{b - y_i}; r_i = \sqrt{x_i^2 + (b - y_i)^2}; m_i = 1/\tg \gamma_i = r_i/h;$$

$$z_i = 180^\circ - \gamma_i = 180^\circ - \arctg(h/r_i),$$

де γ_i, z_i – кут нахилу і зенітний кут твірної конуса в напрямі полярних координат α_i, r_i при розмічуванні контуру підосви на поверхні землі (точка P_p), контролю формування поверхні конуса землею та облицюванні плитами.

На нахилений місцевості з ухилами u_x та u_y (рис. 9.17) відповідно у напрямі півосей a і b замість r_i відкладається відстань R_i , яку обчислюють за формулами

$$R_i = r_i / [1 - m_i u_i] = (Z_0 - H_p) / \operatorname{tg} \gamma_i; \quad u_i = u_m \cos(\alpha_i - \alpha_m);$$

$$u_m = \sqrt{u_x^2 + u_y^2}; \quad \alpha_m = \operatorname{arctg} u_x / u_y.$$

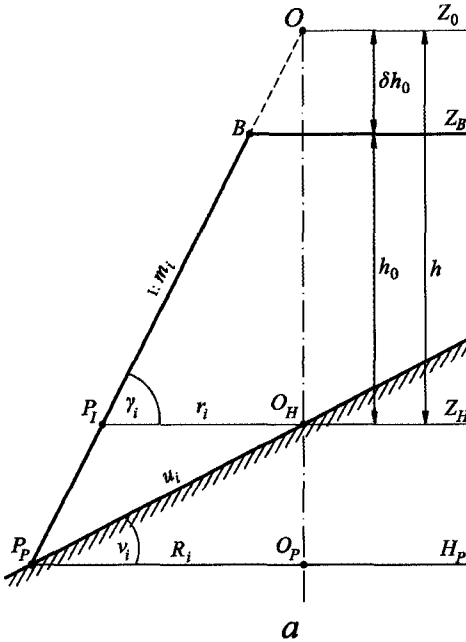
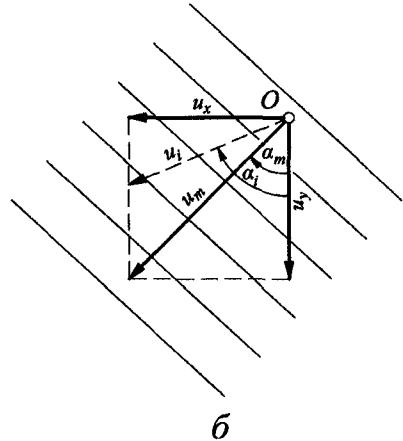


Рис. 9.17. Формування конусів насипу на похилій місцевості:
a – визначення полярних відстаней;
б – визначення величини і напрямку ухилів



Для розмічування підосви конуса і формування його поверхні кожену точку еліптичної кривої можна визначити або безпосередньо за відстанню R_i на поверхні землі, або закріпити на відстані r_i точку P_i дерев'яним кілком, винести на нього позначку Z_H і зрізати під кутом нахилу, що забезпечить можливість контролю поверхні з вершини повного конуса за допомогою теодоліта, лазерного візира і навіть капронової волосіні (укладання бордюру, плит облицювання, одернування тощо).

У спрощеному варіанті еліптичні конуси можна замінити коловими з радіусами кривих R_1 і R_2 та кутами повороту кривих $\varphi_1 = 90^\circ + \alpha$ і $\varphi_2 = 90^\circ - \alpha$, за якими визначаються всі елементи кривих. Якщо $\alpha = 0^\circ$, то обчислення і розмічування елементів кривих суттєво спрощується.

Глава 10. ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНІ РОБОТИ В ТУНЕЛЕБУДУВАННІ

10.1. Основні відомості з вишукування та проектування тунелів

Будівництво тунелів для транспортних споруд, особливо метрополітену, – надзвичайно відповідальне та важке завдання для різних спеціалістів (проектувальників, будівельників, транспортників, геодезистів і маркшейдерів). Геодезично-маркшейдерському забезпеченню будівництва тунелів присвячено капітальне двотомне видання [63].

У ході проектування виконують **інженерно-геодезичні вишукування** з метою вибору траси тунелю в плані та профілі, вивчають геологічні та гідрогеологічні умови для збереження наземних споруд тощо. Для проектування готуються такі матеріали:

- план масштабу 1:10 000 з нанесеною трасою тунелю;
- топографічний план смуги місцевості завширшки 200-500 м у масштабі 1:2 000 на стадії проектного завдання та 1:1 000 (1:500) – на стадії робочого проектування;
- профіль місцевості вздовж осі траси з геологічними даними у масштабах 1:2 000 та 1:200.

На топографічному плані вказується розташування геологічних та гідрогеологічних свердловин і додається відомість їх просторової прив'язки.

Проектування траси тунелю виконують аналітичним способом за планами масштабу 1:2 000-1:500, звідки графічно беруть тільки координати вершин повороту траси, а всі інші величини (відстані між вершинами і кути повороту траси, дирекційні кути напряму прямих ділянок, дані прив'язування вершин до пунктів геодезичної мережі) отримують з обчислень. Відстані обчислюють з точністю до 0,1 мм, а кути 0,1". Елементи кривих (колових і перехідних), їх координати, пікетаж обчислюють з точністю до 1 мм. Теорія і методика визначення елементів горизонтальних і вертикальних кривих детально описані в гл. 5.

Порівняно із залізницями, в тунелі та метрополітені, крім двох осей з коловою і перехідною кривими, додається третя вісь – вісь тунелю (рис. 10.1), яка зміщується з осі перехідної та зміщеної колової кривих на величину $q = hb/a$, де a – ширина колії, b – висота центра вагона над головою рейки. Це викликано підняттям зовнішньої рейки залізничної колії на перехідній кривій на величину $h \leq 120$ мм. При цьому відгін максимального значення h_m роблять у межах перехідної кривої, а на коловій кривій величина $h_m = \text{const}$.

Під час розрахунку пікетажу траси метрополітену на кривих необхідно враховувати можливе виникнення неправильного пікету (рис. 10.2), яке викликане зміщенням осей лівого і правого тунелю одного радіуса на величину

$$a = 2D \operatorname{tg} \varphi / 2,$$

тут D – відстань між осями паралельних колій; φ – кут повороту траси.

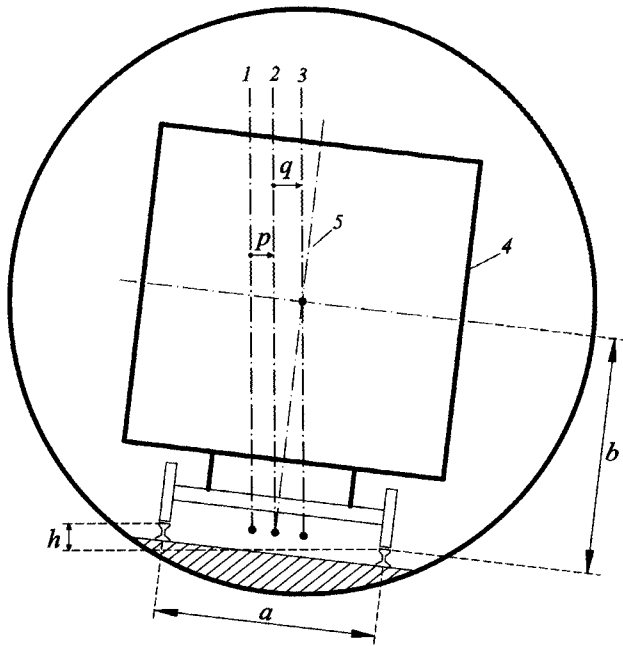


Рис. 10.1. Розташування трьох осей у тунелі:
 1 – вісь траси; 2 – вісь залізничної колії; 3 – вісь тунелю; 4 – вагон; 5 – вісь вагона

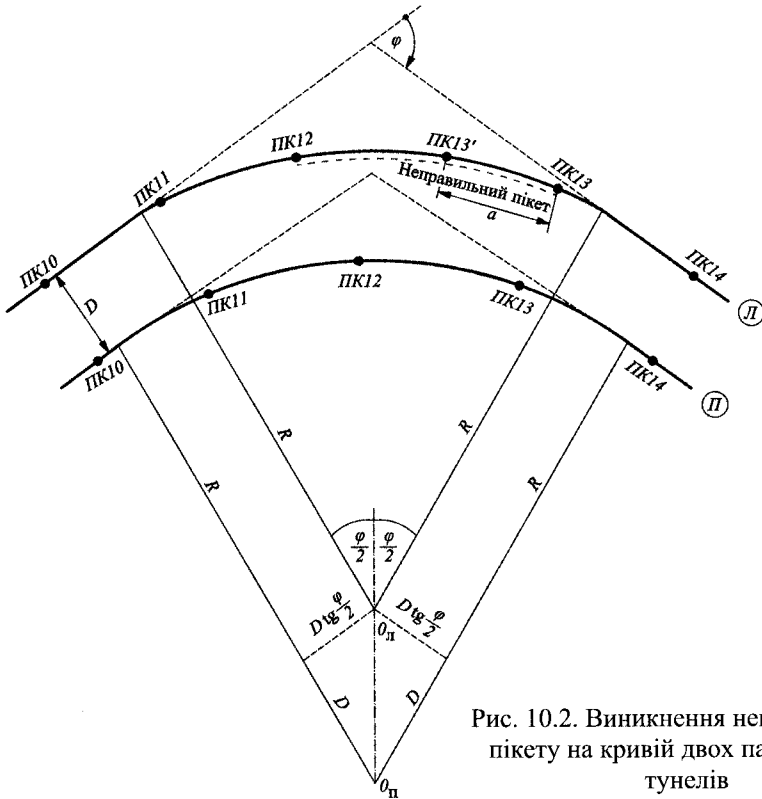


Рис. 10.2. Виникнення неправильного пікету на кривій двох паралельних тунелів

Поправка a вводиться в останній пікет лівого тунелю, яка збільшує його довжину. При повороті кривої ліворуч поправку a вводять зі знаком “мінус” в останній пікет на кривій лівого тунелю.

Розрахунок проектних позначок траси тунелю в профілі дається в п. 5.14.5.

10.2. Геодезична мережа будівництва тунелю

10.2.1. Головна планова геодезична мережа

У практиці будівництва тунелів і метрополітену застосовують переважно спосіб зустрічної виробки з використанням щитового методу проходки. Гранична похибка нестикування осей зустрічних виробок у метробудуванні за вимогами ДБН В.2.3-7 [72] не повинна перевищувати 50 мм. З цього допуску виходять для визначення допустимих похибок під час виконання всіх інженерно-геодезичних робіт на поверхні та у підземній виробці.

На поверхні планова геодезична мережа передбачає побудову головної (каркасної) мережі, яка створюється методом GPS або (як виняток на малих відстанях) – методом ТАЛ. Згідно з вимогами, вказаними у ДБН для будівництва метрополітенів, головну мережу створюють за чотирма класами точності з середніми довжинами сторін 7, 4, 3 і 2 км та допустимими похибками їх визначення відповідно 1:200 000, 1:150 000, 1:120 000 і 1:70 000, які характерні для колишньої державної триангуляції. На сучасному етапі така точність легко перекривається GPS-методом з похибкою визначення векторів до 10 мм і дирекційних кутів 1, 2, 3 і 4”.

Під час опрацювання результатів довжини сторін мережі приводять до середнього рівня тунелю (метрополітену), осьовий меридіан намагаються брати на середині об'єкта, а прямокутні координати отримують з еліпсоїда Красовського в проекції Гаусса – Крюгера.

10.2.2. Основна і підхідна полігонометрія

Основна полігонометрія традиційно застосовується для згущення головної геодезичної мережі й передачі координат у зону прокладання тунелю, зокрема до місць розташування шахтного стовбура або порталу тунелю. До появи GPS-методів основна полігонометрія включала здебільшого мережу кількох ходів з вузловою точкою або один хід полігонометрії 4 класу. На сучасному етапі, враховуючи особливості побудови GPS-мереж в умовах обмеженої видимості, пункт головної мережі та його дублер можна вибрати на відстані до 0,5 км, які слугуватимуть вихідними для прокладання коротких ходів підхідної полігонометрії. Використання електронних тахеометрів дозволяє збільшити допустиму довжину ходу підхідної полігонометрії до 0,5 км і забезпечити відносну похибку ходу не більше 1:25 000.

У **підхідній полігонометрії**, враховуючи умови вимірювань (з мінімальною довжиною сторони 30 м) у зоні шахтного стовбура та використання сторін ходу для орієнтування підземних виробок, похибки вимірів кутів не можуть перевищувати 3”. При цьому вимірюють як ліві, так і праві кути ходу, а сторони – в прямому і зворотному напрямках (розбіжність значень не повинна перевищувати 3 мм).

У процесі будівництва тунелів у підземній виробці спочатку від орієнтирної сторони поблизу стовбура шахти по прилеглих виробках рудникового двору до

магістрального тунелю прокладають ходи *підземної підхідної*, а потім на її базі в магістральному тунелі – *робочу і основну підземну полігонометрію*.

10.2.3. Підземна полігонометрія

У підземній виробці від орієнтирної сторони прокладається робоча підземна полігонометрія з короткими сторонами 25-50 м, яка використовується тільки для контролю осі тунелю в зоні рудникового двору, а основна – для передачі координат і орієнтирних напрямів у віддалені ділянки тунелю в міру його будівництва (просування).

Структурно обидва види полігонометрії виглядають майже однаково, але для контролю вимірів ходи основної полігонометрії будують переважно із витягнутих трикутників, в яких вимірюють всі кути і довжини ліній. Тут доцільно підкреслити, що будівництво тунелів – єдиний в інженерно-геодезичній практиці вид робіт, де прокладають тисячі побудови (ходи), і з метою контролю якості цих побудов використовуються як надлишкові, так і повторні вимірювання різними виконавцями.

Врівноважують полігонометрію на ПК за програмою типу “Топоград” для лінійно-кутових мереж (ТАЛ). При цьому оцінюють точність визначення координат, положення кожного пункту, довжин сторін мережі та їх дирекційних кутів. Остання операція надзвичайно важлива для контролю надійності мережі щодо забезпечення з’єднання зустрічних виробок. До речі, вказана програма дуже зручна і для розрахунку точності проектів побудови мереж підхідної та основної полігонометрії.

У довгих тунелях, особливо коли немає можливості контролювати орієнтування, наприклад, способом двох шахт, замість основної полігонометрії (1:25 000) вдаються до прокладання полігонометричних ходів 3 і 4 класів завдовжки відповідно до 5 і 3 км з відносними похибками не більше 1:100 000 та 1:50 000. Довжина сторін таких ходів коливається відповідно від 400 до 800 м і від 100 до 300 м, а похибка вимірювання кутів – 1,5 і 2". Аналогічно попередньому ці високоточні ходи також формуються із витягнутих трикутників або інших контрольних побудов, зокрема тунельної ТАЛ. Кути і довжини сторін вимірюють електронними тахеометрами типу TC 1800 Leica ($m_{\beta} = 1''$, $m_s = 1$ мм.).

10.2.4. Тунельна тріангуляція з витягнутих трикутників

Упродовж багатьох років підземна полігонометрія була поширеним видом побудови геодезичної мережі в тунелях та інших підземних виробках. Але вона має серйозний недолік – відсутність додаткових геометричних зв’язків між пунктами і, як наслідок, – неможливість контролю якості мережі. Тому в останні роки стали використовувати тріангуляцію з витягнутих трикутників, у яких виміряні всі горизонтальні кути і довжини сторін (рис. 10.3). Вихідній стороні *AB* мережі або надають координати, або в одному з пунктів визначають азимут, наприклад, за допомогою гіротахеометра. Проміжні пункти $1, 2, 3, \dots, n$ формують мережу витягнутих трикутників із короткими і довгими сторонами $S_k \approx S_d / 2$. Довжина сторін визначається умовами спостережень, діаметром тунелю, радіусом його кривини, розрядом мережі та ін.

У тунелях метрополітену висота трикутника ТАЛ ледве перевищує 3 м. Тому при відстані між пунктами $S_k = 50$ м мережі 2 розряду гострий кут становитиме лише 3° , а у мережі 1 розряду – вдвічі менше. Пункти мережі закріплюють мідною чеканкою на зарубках (полічках) тубінгів оболонки тунелю, а тахеометр і марки (триштативна система) встановлюють на кронштейнах, що забезпечує центрування з похибкою до 0,3-0,5 мм (висота приладів над знаком $\approx 0,5$ м).

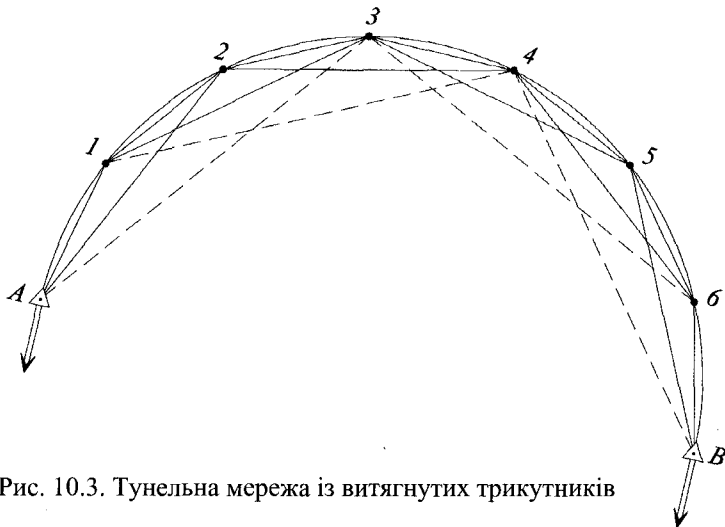


Рис. 10.3. Тунельна мережа із витягнутих трикутників

Горизонтальні кути та довжини сторін вимірюють по всіх напрямках. Обчислення виконують на ПК з використанням відомих програм “Топоград”, CREDO, GEOLAB тощо. Оскільки така мережа висяча, то результати оброблюють двічі (незалежно).

Точність координат і дирекційних кутів таких мереж оцінюється за формулами, одержаними методом моделювання на ПК:

$$m_x = \frac{\bar{S}m_\beta k^2}{19\rho}; \quad m_y = \frac{\bar{S}m_\beta k}{\sqrt{2}\rho}; \quad m_{xy} = \frac{\bar{S}m_\beta k^2}{26,5\rho}(1 + 13,5/k); \quad m_\alpha = m_\beta \sqrt{k/2},$$

де \bar{S} – середня довжина сторони мережі; k – порядковий номер точки в мережі (після вихідних пунктів).

У видовжених підземних виробках, підводних тунелях (тунель під протокою Ла-Манш – понад 40 км) вимоги до точності побудови мереж невинно зростають, щоб забезпечити з’єднання зустрічних виробок, особливо у транспортних тунелях. Цього можна досягти двома способами:

- формуванням мережі трикутників з довгими сторонами, що покращує умови вимірювання кутів, але збільшує поперечний зсув пунктів мережі;
- формуванням мережі з витягнутих трикутників з додатковими геометричними зв’язками до утворення витягнутих геодезичних чотирикутників (квадріангулаторації), що нарощує обсяги вимірювань кутів та довжин ліній.

Реалізація першого способу можлива у прямолінійних виробках. У криволінійних тунелях, де переважають короткі сторони, доцільно використовувати другий

спосіб, вимірюючи по можливості, зокрема на прямих ділянках, додаткові горизонтальні кути і лінії на суміжні (первинні) й несуміжні (вторинні) пункти. Так, якщо у простій мережі ТАЛ з 8-ми пунктів утворюється 36 напрямів для кутових і 32 – для лінійних вимірів (див. рис.10.3), то в ході спостережень на вторинні пункти (А-3, 1-4, 2-5, 3-6, 4-7, 5-В) потрібно вимірювати додатково 12 кутових і 6 лінійних напрямків, що сприятиме підвищенню точності мережі (у даному випадку точнісні вимоги переважають над економічними).

Дослідженнями таких мереж на моделях у тунелях радіусом 600, 800, 1 000 й 1 500 м з використанням програми “Топоград” встановлено такі похибки визначення координат, положення пункту та дирекційного кута елементів мережі:

$$m_x = \frac{\bar{S}m_\beta k}{\rho} \left(\frac{k}{24} + \frac{0,518}{k} - 0,086 \right); \quad m_y = \frac{\bar{S}m_\beta k}{\rho} \left(0,597 - \frac{k}{149} - \frac{0,226}{k} \right);$$

$$m_{xy} = \frac{\bar{S}m_\beta k}{\rho} \left(\frac{k}{37+k} + 0,45 \right); \quad m_\alpha = \frac{m_\beta}{2} \sqrt{k},$$

де k – номер пункту мережі, починаючи з вихідного.

Похибка визначення кожної сторони ТАЛ майже однакова і практично становить $m_{S_i} = m_S / \sqrt{2}$, де m_S – похибка вимірювання сторони в одному напрямку.

Коефіцієнти рівнянь регресії у наведених вище формулах отримано МНК у мережах від 5 до 15-ти пунктів. Величини перших трьох похибок відносяться до k -го пункту мережі, а похибка дирекційного кута – до сторони $S_{k-1,k}$. Точність апріорного розрахунку становить менше 10% від самих похибок, але у трьох-чотирьох початкових пунктах величини похибок порівняно з реальними зменшуються до 50%.

Таким чином, заміна витягнутих трикутників ТАЛ суцільними геодезичними чотирикутниками, хоча й спричинює збільшення обсягу вимірювань на 45%, дозволяє отримати реальне підвищення точності: абсцис і планового положення пунктів – до 20%, а ординат і дирекційних кутів (як складових поперечного зміщення пунктів) – до 35%. При цьому перші дві похибки залежать переважно від похибок вимірювання сторін, а другі – від похибок горизонтальних кутів.

10.2.5. Висотна геодезична мережа

Висотне положення траси тунелів забезпечується геометричним нівелюванням II-IV класу, при цьому ходи нівелювання II класу служать основою для нівелювання нижчих класів та спостережень за деформаціями інженерних споруд і земної поверхні в зоні впливу (мульди зсуву) підземних виробок. На земній поверхні репери нівелювання II класу закладають у межах траси на відстані не менше ніж потрійна глибина тунелю.

У підземній виробці тунелів метрополітену використовують переважно ходи нівелювання III та IV класів завдовжки до 1 км і більше з прив'язуванням системи замкнутих ходів до близькостовбурних пунктів нівелювання II класу.

Для передачі висоти з поверхні у шахту користуються лазерною рулеткою або електронним тахеометром із встановленою на його трубі пентапризмою для спрямування світлового потоку по вертикалі. Похибка передачі висоти не перевищує 3 мм.

10.3. Вимоги до точності побудови планово-висотної геодезичної мережі

Згідно з нормативними вимогами до будівництва тунелів [72], **гранична планова похибка** Δ нестикування осей зустрічних підземних виробок не повинна перевищувати 100 мм. У цю величину входять похибки всіх процесів геодезично-маркшейдерського забезпечення будівництва на поверхні та в тунелях, сумарна дія яких обмежується умовою

$$\sqrt{(m_m^2 + m_{оп}^2 + m_{пп}^2 + m_{ор}^2 + m_{пз}^2)_1 + (m_m^2 + m_{оп}^2 + m_{пп}^2 + m_{ор}^2 + m_{пз}^2)_2} \leq \frac{\Delta_{II}}{2}, \quad (10.1)$$

де $m_m, m_{оп}, m_{пп}, m_{ор}, m_{пз}$ – відповідно скп положення пункту GPS-мережі або ТАЛ, основної та підхідної полігонометрії, орієнтування і підземної полігонометрії. Порівняно з похибками інших геодезичних процесів похибка $m_{пп} \leq 5$ мм. Тому при однакових довжинах зустрічних тунелів при $\Delta_{II} \leq 100$ мм можна записати:

$$\sqrt{2(m_m^2 + m_{оп}^2 + m_{пп}^2 + m_{ор}^2 + m_{пз}^2)} \leq 50 \text{ мм.}$$

Виходячи з умови неоднакового впливу похибок основних процесів, приймемо:

$$2m_m = m_{оп} = m_{ор} = m_{пз} = m.$$

Тоді з попередньої залежності отримуємо: $m \leq 50 / \sqrt{6,50} = 20$ мм, а також величини похибок інших геодезично-маркшейдерських процесів: $m_m = 10$, $m_{пп} = 5$, $m_{оп} = m_{ор} = m_{пз} = 20$ мм, якими треба керуватися при проектуванні, організації та виконанні вимірювань. Наприклад, за величиною похибки $m_m = 10$ мм визначається допустима скп довжини сторони головної (каркасної) мережі GPS, ТАЛ або іншої побудови.

Похибки нівелювання на поверхні землі та в тунелі беруться меншими, оскільки умови виконання вимірювань для стикування зустрічних виробок у плані набагато складніші, а сучасні нівеліри дозволяють ефективно забезпечити підвищені вимоги. Тому для місця стикування тунелів приймається умова: $\Delta_H = \Delta_{II}/2 \leq 50$ мм, яка передається залежністю

$$\sqrt{(m_1^2 + m_2^2 + m_3^2 + m_4^2 + m_5^2)_1 + (m_1^2 + m_2^2 + m_3^2 + m_4^2 + m_5^2)_2} \leq \frac{\Delta_H}{2}, \quad (10.2)$$

де $m_i (i=1,2,3,4,5)$ означає відповідно скп позначок у двох нівелірних ходах (між опорними реперами) – замкнутими або висячими: 1 – на поверхні землі між стовбурами шахт дільниці тунелю; 2 і 3 – передачі позначок з поверхні в шахту на стовбурах; 4 і 5 – підземних ходів, які прокладаються від стовбурів до вибою стикування тунелів.

Фактично похибки $m_2 = m_3 = 5$ мм. Тому, прийнявши умову неоднакового впливу похибок нівелювання $2m_1 = m_4 = m_5 = m$, після врахування значень вказаних похибок m_2 і m_3 похибка $m \leq 24 / \sqrt{2,25} \leq 16$ мм, за якою визначимо допустимі похибки в ходах нівелювання: $m_1 = m/2 \leq 8$ і $m_4 = m_5 \leq 16$ мм.

Якщо зустрічні тунелі мають різну довжину, як, наприклад, було в тунелі під Ла-Маншем (22 і 38 км відповідно від берегів Франції та Великої Британії), то похибки обчислюють з дотриманням загальних вимог, які описуються залежностями (10.1) та (10.2).

Точність вимірювань встановлюють за стандартними програмами на ПК згідно з проектом відповідної геодезичної побудови. Основи розрахунку точності вимірювань GPS-мережі подано в гл.1.

Допустиму похибку визначення дирекційного кута вихідної сторони підземної полігонометрії знаходять з виразу

$$m_{\alpha_0} \leq m_{\text{ор}} \rho / L ,$$

де L – довжина робочої ділянки тунелю до зустрічного вибою. Якщо $L = 1$ км, то $m_{\alpha_0} \approx 5''$.

Щоб забезпечити висотне положення тунелю, середні квадратичні похибки η геометричного нівелювання на 1 км ходу визначають за формулами

$$\eta_1 \leq m_1 / \sqrt{L_1}; \quad \eta_4 \leq m_4 / \sqrt{L_4}; \quad \eta_5 \leq m_5 / \sqrt{L_5},$$

де L_1 – довжина ходу нівелювання між стовбурами шахт або порталами тунелю; L_4, L_5 – довжини ходів підземного нівелювання ($L_4 + L_5 \leq L_1$).

Для $L_1 = 10$ км та $L_4 = L_5 = 5$ км величини $\eta_1 = 2,5$, а $\eta_4 = \eta_5 \leq 7,2$ мм, що близько до вимог для нівелювання II і IV класів точності. При необхідності можна скорегувати співвідношення між цими похибками з дотриманням основної вимоги – забезпечення допуску Δ_H .

10.4. Орієнтування підземних виробок

10.4.1. Струнно-вискові та оптичні способи передачі азимута в шахту

Розрізняють такі способи орієнтування підземних виробок: 1) створу двох висків; 2) з'єднувального трикутника; 3) автоколімації; 4) невільного виска; 5) кутової засічки; 6) оптичної (лазерної) вертикалі; 7) двох вертикальних шахт; 8) гіроскопічний.

У перших трьох способах дирекційний кут з поверхні в шахту передається за допомогою двох струнних висків O_1, O_2 , які опускають у стовбур шахти (рис. 10.4) з підвісними гилями і встановлюють у баки з демпферною рідиною (моторна олива, вода з тирсою тощо).

У способі створу двох висків (див. рис. 10.4, а, б, в) у шахту опускають струнні виски O_1 та O_2 на максимальній відстані l між ними і так, щоби їх створ можна було продовжити в тунелі або штреку на сторону T_1M_1 . На поверхні у створі цих висків вибирають точку T і вимірюють кут β від лінії TM з відомим дирекційним кутом α (якщо необхідно, то його визначають за допоміжним кутом від найближчої сторони геодезичної мережі). Після цього в точці T_1 шахти виставляють теодоліт у створ висків і вимірюють кут β_1 , за яким можна визначити дирекційний кут сторони T_1M_1 за формулою

$$\alpha_1 = \alpha + \beta + \beta_1.$$

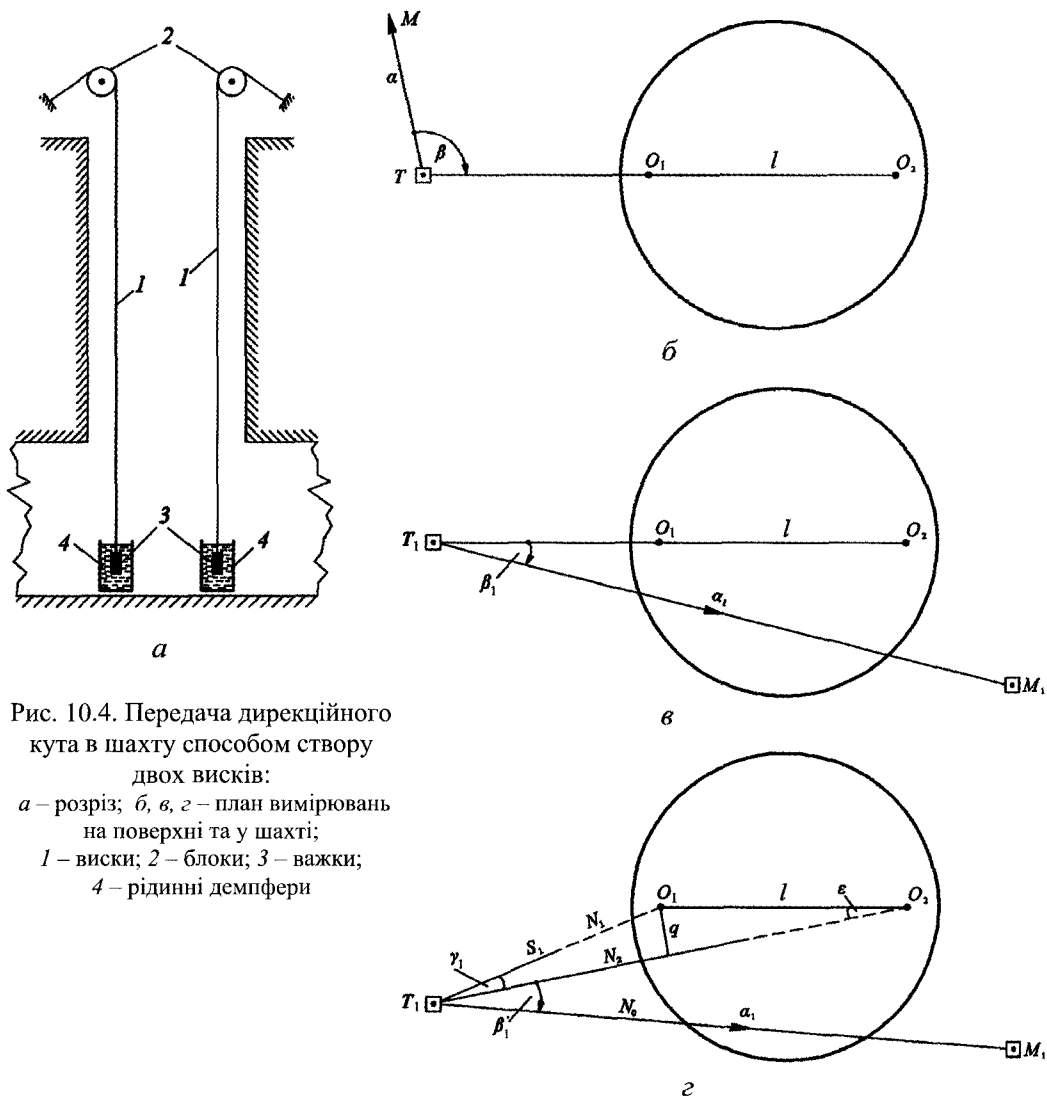


Рис. 10.4. Передача дирекційного кута в шахту способом створу двох висків:
a – розріз; *б, в, з* – план вимірювань на поверхні та у шахті;
l – виски; *2* – блоки; *3* – важки; *4* – рідинні демпфери

Похибка кута обчислюється так:

$$m_{\alpha_1} = \sqrt{m_{\alpha}^2 + m_{\beta}^2 + m_{\beta_1}^2} = \sqrt{m_{\alpha}^2 + 2m_{\beta}^2}.$$

Точність визначення дирекційного кута цим способом сягає 40".

У **способі з'єднувальних трикутників** (рис. 10.5) на наземній станції *T* із відомим дирекційним кутом α вихідної сторони *TM* вимірюють горизонтальні кути β, γ на струни висків та відстані *a, b* до них. Потім у шахті в точці *T*₁ вимірюють аналогічні кути β_1, γ_1 та відстані *a*₁, *b*₁. За результатами вимірювань обчислюють кути при стороні висків:

$$\varepsilon = \arcsin\left(\frac{a}{l} \sin \gamma\right); \quad \varepsilon_1 = \arcsin\left(\frac{a_1}{l} \sin \gamma_1\right).$$

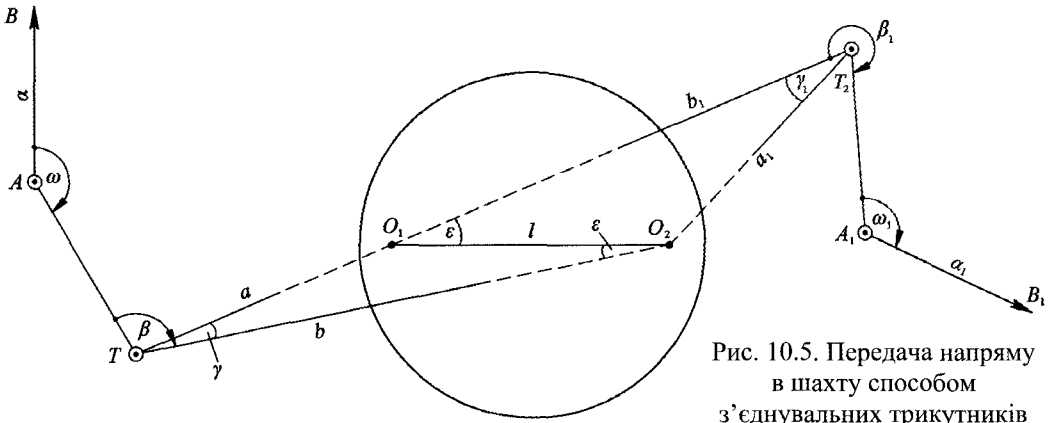


Рис. 10.5. Передача напрямку в шахту способом з'єднувальних трикутників

Дирекційний кут сторони T_1M_1 та його похибку визначають за формулами

$$\alpha_1 = \alpha + \omega + \beta + \varepsilon - \varepsilon_1 + \beta_1 + \omega_1 \pm 180^\circ; \quad m_{\alpha_2} = \sqrt{m_\alpha^2 + 2(m_\beta^2 + m_\omega^2 + m_\gamma^2)}.$$

При цьому для $a \approx l$ похибки кутів $\varepsilon, \varepsilon_1$ є функціями похибок вимірюваних кутів γ , тобто $m_\varepsilon \approx am_\gamma / l$. Якщо $m_\alpha = 5''$; $m_\omega = m_\beta = m_\gamma = 10''$; $l = 5$; $a = a_1 = 5$ м, то $m_{\alpha_2} = 25''$. Для підвищення точності визначення дирекційного кута необхідно виміряти сторони b і b_1 та за програмою "Топоград" врівноважити сторони витягнутих трикутників трилатерації з вимірними кутами, що дозволяє зменшити похибку передачі напрямку до 15-20''.

Аналіз геометрії з'єднувальних трикутників показує, що для мінімізації впливу похибок вимірювань трикутники повинні бути гострокутними, тобто станції T і T_1 мають наблизитися до створу висків. Ця обставина спонукає до практичного застосування описаного вище способу двох висків.

Автоколімаційний спосіб полягає в тому, що на висках на кардані в оправі підвішують двостороннє автоколімаційне дзеркало, яке може обертатися навколо горизонтальної та вертикальної осей. У нижній частині підвіс має стабілізатор коливань (повітряний, рідинний, електромагнітний). Завдяки такій конструкції дзеркало можна орієнтувати на автоколімаційний теодоліт (АКТ), але у процесі вимірювань положення дзеркала має бути незмінним.

Схему виконання вимірювань наведено на рис. 10.6. Спочатку АКТ встановлюють на поверхні землі у точці T , де забезпечується отримання автоколімаційного зображення сітки ниток зорової труби, вимірюють у ній кут β і кут ω у точці A опорної сторони з дирекційним кутом α . Потім знімають підвіс, обережно переносять його у підземну виробку й так само підвішують до висків навпроти точки T_1 , де встановлюють АКТ і вимірюють кути β_1 та ω_1 у точці A_1 .

Дирекційний кут α_1 сторони A_1B_1 підземної геодезичної мережі обчислюють за формулою

$$\alpha_1 = \alpha + \omega + \beta + \beta_1 + \omega_1 \pm 180^\circ,$$

а його скп знаходять з виразу

$$m_{\alpha_1} = \sqrt{m_{\alpha}^2 + 2(m_{\omega}^2 + m_{\beta}^2)}. \quad (10.3)$$

Якщо взяти вказані три похибки однаковими – 5", то похибка m_{α_1} , визначена з одного прийому, становитиме 11", а з трьох, як засвідчили результати експериментальних досліджень, вона може бути зменшена до 5-6" [17].

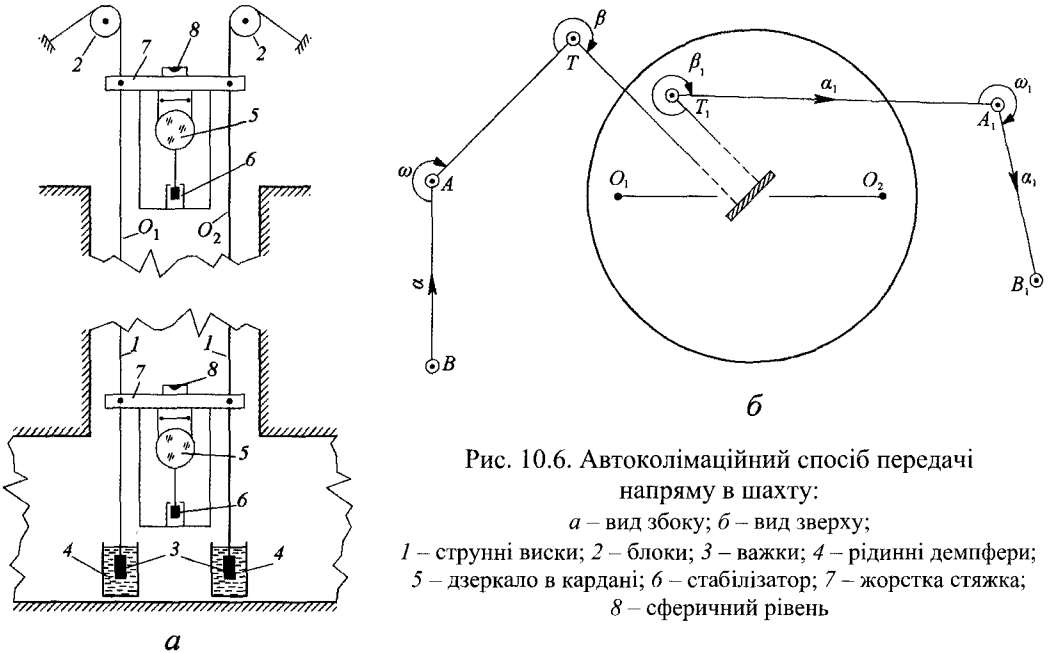


Рис. 10.6. Автоколімаційний спосіб передачі напрямку в шахту:

a – вид збоку; *б* – вид зверху;

1 – струнні виски; 2 – блоки; 3 – важки; 4 – рідинні демпфери;

5 – дзеркало в кардані; 6 – стабілізатор; 7 – жорстка стяжка;

8 – сферичний рівень

Перевага способу полягає в тому, що автоколімаційне дзеркало дозволяє відстежувати коливання висків і враховувати це при спостереженнях. Для зменшення коливань дзеркало краще підвішувати на жорсткій базі.

Принагідно треба зауважити, що Г. Є. Рязанцев розробив створний автоколімаційний спосіб, в якому віддалена струна виска спостерігається як звичайно, а ближня – автоколімаційно (рис. 10.7), що важливо для вимірювань у шахті при коливаннях висків. При цьому дзеркало розташовується так, щоби у зоровій трубці АКТ проглядалося зображення струни виска O_1 , тобто точка O'_1 , віддалена від виска

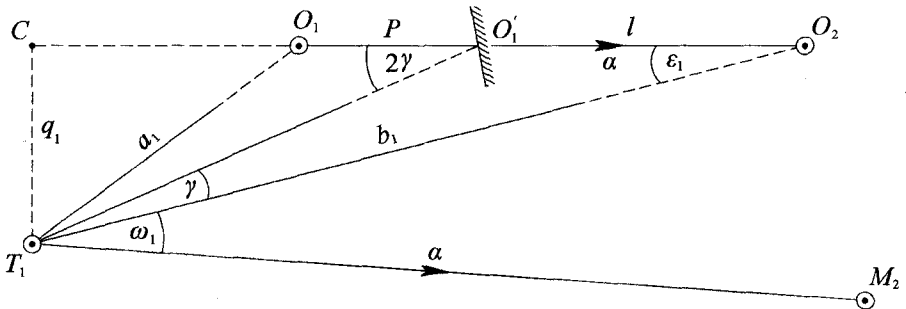


Рис. 10.7. Спосіб передачі напрямку з автоколімацією ближнього виска

на відстань p . У такому положенні вимірюється кут γ між сторонами T_1O_1' і T_1O_2 . Відхилення $q_1 = T_1C$ теодоліта від створу висків визначається за формулою

$$q_1 = \frac{(a_1 + p)b_1}{l} \sin \gamma,$$

де l – відстань між висками.

Кут ε_1 нестворності лінії T_1O_2 і дирекційний кут шуканої сторони знаходять з виразів

$$\varepsilon_1 = \arcsin q; \quad \alpha_1 = \alpha - (\varepsilon_1 + \omega_1),$$

де α – дирекційний кут створу висків.

Похибку обчислюють із залежності

$$m_{\alpha_1} = \sqrt{m_{\alpha}^2 + \left(\frac{a_1}{l} m_{\gamma}\right)^2 + m_{\omega}^2}.$$

Точність передачі напряму цим способом поступається способу з підвісним дзеркалом через неодноразовість спостережень висків.

Спосіб невідного виска застосовується у похилій шахті, в якій струнний висок l (рис. 10.8) прикріплено на поверхні до струни 2, яка розміщена у створі візування теодолітом і закріплена в точках A і B . У підземній виробці висок l утримується струною 3 в точках C і D . Внаслідок цього висок l з вантажем під впливом сили гравітації встановлюється у вертикальній площині разом із струнами 2 і 3 [112].

Потім у підземній виробці точно центрують теодоліт під виском 4 струни 3 на точці A_1 та наводять зорову трубу на точку C , чим забезпечується суміщення колімаційної площини теодоліта зі створом струни 1, тобто передача азимута сторони AB на сторону A_1B_1 підземної виробки. З метою зменшення коливань виска його вантаж опускають у рідинний демпфер 5.

Похибка передачі напрямку цим способом може досягати $40''$, але вона зменшується зі збільшенням довжин струн 2 і 3 та вкороченням струнного виска l .

Спосіб кутової засічки (рис. 10.9) полягає в тому, що на поверхні землі над стовбуром шахти кладуть горизонтальну базу b_0 у формі жорсткої рейки з візирними марками A і B на кінцях. Від пункту T на базу теодолітом передають дирекційний кут $\alpha_0 = \alpha + \beta$.

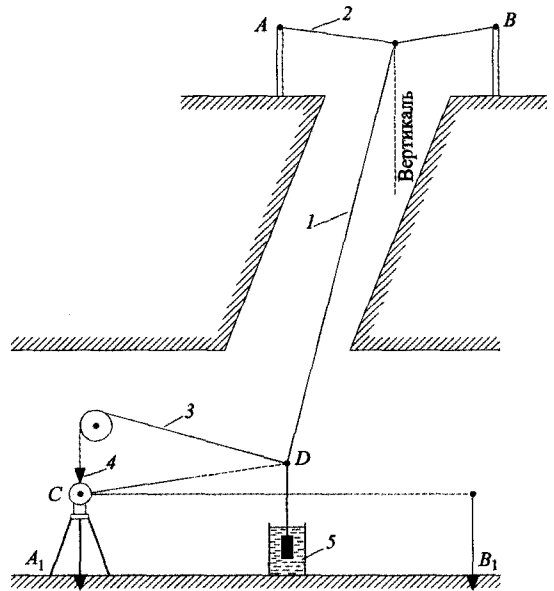


Рис. 10.8. Орієнтування підземної виробки невідним виском:

1, 2, 3 – струни; 4 – висок; 5 – демпфер

Внизу шахти на пункті T_1 теодолітом вимірюють горизонтальні напрямки N_1 та N_2 (для отримання кута γ) й зенітні кути z_1 та z_2 на марки бази. Далі на основі геометрії засічки та вимірянних величин визначають кут φ при вершині A за формулою

$$\sin \varphi = \frac{\sin \beta}{\sqrt{1 + \frac{\operatorname{tg} z_1}{\operatorname{tg} z_2} \left(\frac{\operatorname{tg} z_1}{\operatorname{tg} z_2} - 2 \cos \gamma \right)}}$$

який використовується для обчислення дирекційного кута α_1 опорної сторони в шахті:

$$\alpha_1 = \alpha_0 + \varphi + \beta_1 - 180^\circ.$$

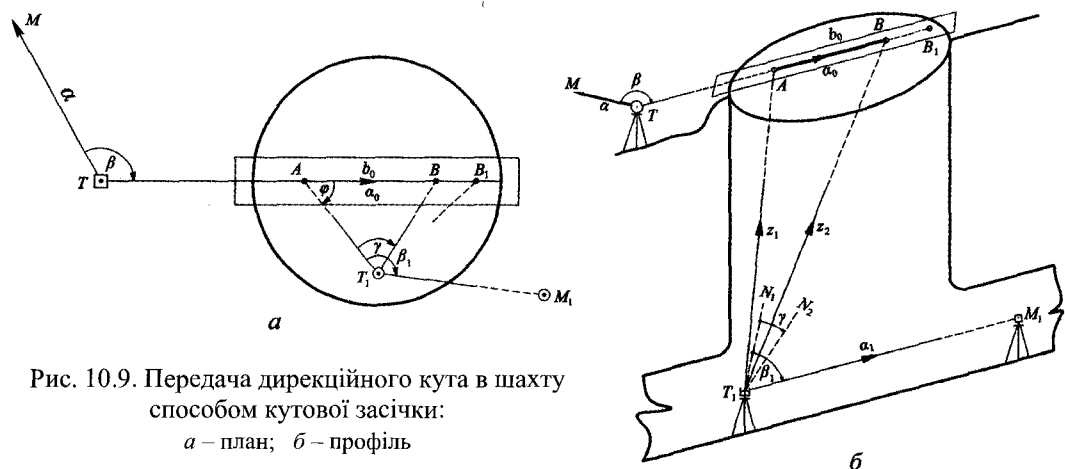


Рис. 10.9. Передача дирекційного кута в шахту способом кутової засічки:

a – план; b – профіль

Очевидно, що вимірювання треба виконувати теодолітом або тахеометром з двовісним компенсатором відхилення вертикальної осі, а для контролю вимірювань на базі доцільно встановлювати третю марку B_1 .

Наближена формула визначення похибки кута φ має такий вигляд:

$$m_\varphi = \operatorname{tg} \varphi \sqrt{\left(\frac{m_\gamma}{\operatorname{tg} \gamma} \right)^2 + \left(\frac{m_z \sqrt{2}}{\cos^2 \bar{z}} \right)^2},$$

де m_γ, m_z – похибки вимірювання горизонтального та зенітних кутів; \bar{z} – середнє значення зенітних кутів.

Аналіз цієї формули із врахуванням умов організації вимірювань свідчить, що кут γ наблизатиметься практично до 90° при однакових відстанях до марок, коли кут φ становитиме 45° . Тоді вплив першого члена формули похибки зводиться до мінімуму і основним регулятором точності лишається похибка вимірювання зенітних кутів:

$$m_\varphi = \frac{m_z \sqrt{2}}{\cos^2 \bar{z}} \operatorname{tg} \varphi \approx \frac{m_z \sqrt{2}}{\cos^2 \bar{z}}.$$

Із врахуванням похибок вимірювання інших кутів похибка передачі дирекційного кута може сягнути 20". Тому необхідно ретельно підбирати форму марок і подовжувати базу (до 5-6 м), щоб максимально уникнути похибки передачі на неї вихідного дирекційного кута, хоча довжина самої бази в способі не використовується.

Якщо база b нахилена до горизонту на кут $\pm \nu$, то

$$\sin \varphi = \frac{S_2}{b} \sin \gamma = \frac{B \pm \sqrt{B^2 - AC}}{A} \sin \gamma; \quad A = 1 + \frac{\text{tg} z_1}{\text{tg} z_2} \left(\frac{\text{tg} z_1}{\text{tg} z_2} - 2 \cos \gamma \right);$$

$$B = \text{tg} z_1 \sin \nu \left(\frac{1}{\text{tg} z_2} - \cos \gamma \right); \quad C = (\text{tg} z_1 \sin \nu)^2 - \cos^2 \nu.$$

Якщо $\nu = 0^\circ$, то $B = 0$, $C = -1$ і $\sin \varphi = \sin \gamma / \sqrt{A}$, тобто приходимо до формули з горизонтальною базою.

Спосіб двох оптичних (лазерних) вертикалей полягає в тому, що замість струнних висків використовуються прилади вертикального проєціювання (найкраще – надирні) і на центри приладів створним методом передається дирекційний кут α . У підземній виробці встановлюють дві координатні палетки з підсвітками, за якими беруть відліки a_1, b_1 та a_2, b_2 . За цими відліками з точністю до 0,2 мм на палетку наносять точки: встановлюють тонкі шпильки і закріплюють їх пластиліном. Тепер у підготовлений створ нижніх центрів вертикального проєціювання встановлюють теодоліт і передають дирекційний кут α на сторону підземної геодезичної мережі (див. *спосіб створу двох висків*).

Похибка передачі дирекційного кута залежить головним чином від точності вертикального проєціювання. Найвищої точності досягають оптичним мікрометром (див. гл. 5), коли похибка положення вертикалі $m_a = 0,10 + 0,0015h$, яка при відстані між створами $l = 5$ м і глибині шахти $h = 60$ м може призвести до зміщення створу на 0,27 мм і похибки дирекційного кута $m_{\alpha_2} = 11''$. Застосування лазерних ПВП з фотоелектронними детекторами може забезпечити таку ж точність. Без застосування мікрометра і детекторів похибка може сягнути 40-60".

Спосіб двох вертикальних шахт (свердловин) базується на координуванні двох вертикалей (оптичних, лазерних, струнних) на поверхні землі в точках O_1 і O_2 , які віддалені одна від одної на велику відстань (100-500 м). Між нижніми точками вертикалей у тунелі прокладають полігонометричний хід $O_1 - 1 - 2 - \dots - O_2$ з координатним прив'язуванням до точок вертикалей, тобто без вимірювання примикальних кутів [115]. Ефективне опрацювання такого ходу здійснюється на ПК за програмою "Топоград" з оцінюванням координат точок і дирекційного кута кожної сторони.

При відсутності такої програми користуються ручним способом, приймаючи умовно координати точки O_1 за вихідні та дирекційний кут першої лінії ходу $\varphi_1 = 0^\circ$. За вимірними кутами β_i обчислюють умовні дирекційні кути φ_i та умовні прирости координат $\Delta x_i, \Delta y_i$ ($i = 1, 2, \dots, n$), а за їх сумами – умовні координати

x'_2, y'_2 точки O_2 . А далі, порівнявши отримані координати цієї точки з реальними, визначають довжину L' замикальної сторони ходу O_1O_2 , її умовний дирекційний кут φ_L та їх дійсні значення:

$$L' = \sqrt{(x'_2)^2 + (y'_2)^2}; \quad \varphi_{L'} = \arctg(y'_2 / x'_2);$$

$$L = \sqrt{(X_2 - X_1)^2 + (Y_2 - Y_1)^2}; \quad \alpha_L = \arctg(Y_2 - Y_1) / (X_2 - X_1).$$

За різницею $\Delta L = |L' - L \leq L/T|$ (де T – знаменник граничної відносної похибки ходу) контролюють точність польових вимірів, тоді як різниця $\Delta\alpha_1 = \alpha_L - \varphi_L$ являє собою поправку в умовний дирекційний кут першої сторони підземного ходу.

На другому етапі опрацювання вимірів підземного ходу обчислюють дійсні дирекційні кути $\alpha_i = \varphi_i + \Delta\alpha_1$ сторін і за їх довжинами визначають дійсні прирости координат (з розподілом їх нев'язок) та координати пунктів.

Зауважимо, що похибки визначення дирекційних кутів сторін врівноваженого витягнутого ходу неоднакові: найменша похибка характерна для середньої сторони, а найбільша – для примикальних сторін, які розраховуються за формулами [29]

$$m_{\alpha_{n/2}} = m_\beta \sqrt{n/12}; \quad m_{\alpha_1} = m_{\alpha_n} = m_\beta \sqrt{\frac{n-1,5}{3}}.$$

10.4.2. Гіроскопічний спосіб визначення азимута

Гіроскоп – це тверде тіло, яке швидко обертається навколо осі. Якщо гіроскопу надати обертання навколо горизонтальної осі (швидкість до 24 000 об/хв) та підвісити його як маятник на торсіоні з можливістю обертання і навколо вертикальної осі (тобто із двома ступенями свободи), то, з одного боку, під впливом власної інерції він намагатиметься зберігати своє орієнтування, а з другого, внаслідок обертання Землі центр його ваги відхилятиметься від прямовисної лінії, що проходить через точку підвісу. В результаті взаємодії моментів цих сил гіроскоп повертається навколо вертикальної осі, а вісь обертання самого гіроскопа (вісь x), здійснюючи згасаючі (прецесійні) коливання, поступово встановлюється у площині меридіана. Кутова швидкість прецесійних коливань гіроскопа описується формулою

$$\omega = \omega_3 \cos \varphi \sin \alpha,$$

де ω_3 – кутова швидкість обертання Землі ($\approx 73 \cdot 10^{-6} 1/c$); φ – географічна широта точки; α – кут відхилення горизонтальної осі гіроскопа від площини меридіана.

Для скорочення часу коливань гіроскопа в процесі вимірювань намагаються наблизити його вісь до площини меридіана (коливання зникають, коли $\alpha = 0^\circ$). Прецесійні коливання відсутні і на полюсі ($\varphi = 90^\circ$), тому робоча широта гіроскопа зменшується до $\pm 75^\circ$.

У сучасній практиці найпоширенішими стали двоступеневі маятникові (роторні) гіроскопи, які використовуються у гіротеодолітах та гіротахеометрах,

хоча у найближчій перспективі можливе використання лазерних і вібраційних гіроскопів, датчиків кутової швидкості [56].

Принципову схему гіртеодоліта Gi-C3 з маятниковим гіроскопом наведено на рис. 10.10.

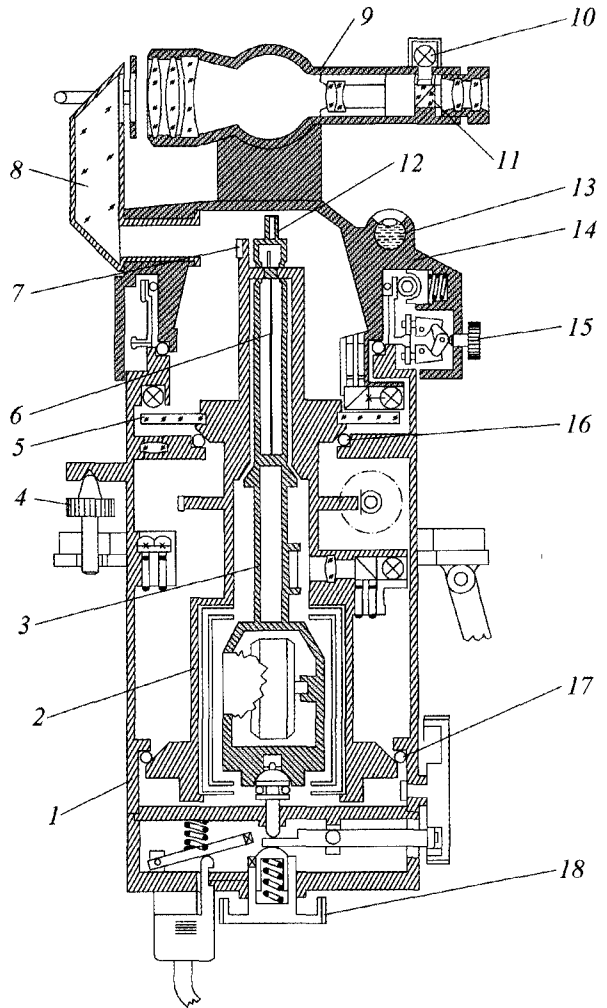


Рис. 10.10. Конструктивна схема гіртеодоліта Gi-C3:

- 1, 2 – корпуси гіро- і кутомірного блоків; 3 – чутливий елемент;
- 4 – піднімальний гвинт; 5 – горизонтальний круг; 6 – торсіон; 7 – дзеркало гіроблока; 8 – базисна призма;
- 9 – зорова труба; 10 – освітлювач; 11 – куб-призма; 12 – дзеркало ЧЕ;
- 13 – рівень; 14 – корпус алідади; 15 – затискний гвинт; 16, 17 – шарикопідшипники; 18 – аретир

Гіртеодоліт (ГТ) складається з двох блоків – гіроскопічного і кутомірного. В корпусі 1 ГТ на шарикопідшипникових опорах 16 розміщено корпус гіроблока (ГБ) 2, в якому на торсіонній стрічці 6 підвішено чутливий елемент (ЧЕ) 3. Всі складові ГТ мають незалежне обертання навколо вертикальної осі.

Верхня (алідадна) частина 14 із затискним гвинтом 15 обладнана зоровою автоколімаційною трубою 9 із світлодіальною куб-призмою 11 і освітлювачем 10, яка використовується у двох режимах: 1) автоколімаційному для спостережень за поворотами дзеркала ЧЕ 12 і контролю положення корпусу гіроблока 2 за допомогою дзеркала 7; 2) кутової передачі азимута на місцевий предмет.

Для автоколімаційних спостережень зорову трубу 9 встановлюють горизонтально і перед її об'єктивом встановлюють поворотну (навколо горизонтальної осі)

базисну призму 8 зі світлодіальною гранню, яка дозволяє за відбитими зображеннями сітки ниток від дзеркал 12 і 7 контролювати точність функціонування відстежувальної системи ГТ впродовж пусків ЧЕ і його азимутальних обертань. Положення точок реверсії ЧЕ та напряму на місцевий предмет фіксується відліками по шкалі горизонтального круга 5 за допомогою фотоселектронного блока.

У робоче положення ГТ встановлюється на спеціальному штативі за допомогою трьох піднімальних гвинтів 4 і циліндричного рівня 13. Для транспортування ГБ притискається до шарикопідшипників 17 за допомогою аретирного гвинта 18.

При кожному запуску гіроскопа (прийомі вимірювання азимута) фіксують чотири послідовні точки реверсії, беручи відліки $N_i (i = 1, 2, 3, 4)$ за шкалою горизонтального круга. До і після спостережень зорову трубу гіртеодоліта наводять при КЛ і КП на кінцевий пункт лінії, азимут якої визначається. За результатами вимірів обчислюють:

$$N_{01} = (N_1 + 2N_2 + N_3)/4; \quad N_{02} = (N_2 + 2N_3 + N_4)/4; \quad N_0 = (N_{01} + N_{02})/2,$$

де N_0 – усереднений відлік за шкалою горизонтального круга гіртеодоліта, що відповідає положенню площини меридіана; при цьому за збіжністю величин N_{01} та N_{02} контролюється правильність відліків.

Аналогічно контролюються відліки для кінцевого пункту лінії:

$$M_{01} = (KL_1 + KP_1)/2; \quad M_{02} = (KL_2 + KP_2)/2; \quad M_0 = (M_{01} + M_{02})/2.$$

Гіроскопічний і астрономічний азимут та дирекційний кут обчислюють за формулами

$$A_{\text{гip}} = M_0 - N_0; \quad A_{\text{астp.}} = A_{\text{гip}} + \delta; \quad \alpha = A_{\text{астp.}} + \gamma; \quad \gamma = (L - L_0) \sin \varphi,$$

де δ – поправка гіртеодоліта, яка визначається експериментально з вимірів на лінії з відомим астрономічним азимутом; γ – кут зближення меридіанів; φ, L – широта і довгота точки спостережень; L_0 – довгота осьового меридіана зони.

Зауважимо, що в сучасних моделях гіртахеометрів фіксація положення точок реверсії та обчислення азимута повністю автоматизовані.

Допустима похибка визначення кута зближення меридіанів залежить від похибок геодезичних координат точки спостережень, а саме:

$$m_\gamma = \sqrt{(m_L \sin \varphi)^2 + \left[(L - L_0) \cos \varphi \frac{m_\varphi}{\rho} \right]^2}.$$

Так, коли $m_\varphi = 10'$, $m_L = 1'$, $L - L_0 = 1,5^\circ$ (межа 3° -ї зони), то похибка $m_\gamma = 47''$, яка значно перевищує сучасні вимоги до точності гіртеодолітних спостережень ($m_A = 2-3''$). Нижче наводяться формули для розрахунку допустимих похибок координат точки вимірювання азимута при умові, що $m_\gamma \leq m_A / 3$:

$$m_\varphi \leq \frac{m_A \rho}{3\sqrt{2}(L - L_0) \cos \varphi}; \quad m_L \leq \frac{m_A}{3\sqrt{2} \sin \varphi}.$$

Для вказаних вище даних при $m_A = 2''$ допустимі похибки геодезичних координат не повинні перевищувати значень: $m_\varphi \leq 28''$ і $m_L \leq 0,6''$, тобто похибки широти і довготи мають бути у співвідношенні 50:1.

Для розрахунку допустимих похибок прямокутних координат використовуються такі формули:

$$m_x \leq \frac{R^2 m_A}{3\sqrt{2} Y \cos \varphi \rho}; \quad m_y \leq \frac{R m_A}{3\sqrt{2} \sin \varphi \rho},$$

де R – середній радіус Землі; Y – ордината точки спостережень.

З метою контролю гіроскопічне орієнтування тунелю повторюють кожні 300 м його виробки. Відхилення між окремими значеннями азимута при пусках допускається не більше $20''$ [72].

Гіротеодоліти 1980-х років (Gi-B1, Gi-B2) забезпечували визначення астрономічного азимута з похибкою від 8 до $20''$ при спостереженнях упродовж ≈ 40 хв. Наприкінці 1990-х років Київський завод “Арсенал” випустив гіротеодолітний комплекс ГТ-3 з мікропроцесором для автоматичного запису та опрацювання інформації до отримання азимута. Скуп залежить від часу вимірювань на пункті: $2''$ за 70 хв, $3''$ – за 35 хв, $4''$ – за 20 хв, $5''$ – за 15 хв і $10''$ – за 10 хв. Маса гірокомпаса 30 кг, усього комплексу до 170 кг.

У ті ж роки у Швейцарії, Угорщині та Японії розвивався напрям випуску гіроскопічних насадок на теодоліт (GAK-1 Wild, Gi-D1 MOM, GP-1 Sokkia), які забезпечували вимірювання азимута з похибкою до $20''$. Тільки в останнє десятиліття фірма “Sokkia” випустила автоматизований гіротахеометр AGP1 (рис. 10.11), який крім азимута дозволяє вимірювати горизонтальні й зенітні кути з похибкою до $3''$ та відстані з похибкою $m_D = 3 + 3ppm$ (максимальна відстань 2,5 км). Точність відліку кутів $1''$, відстані 1 мм. Похибка вимірювання азимута гіротахеометром залежить від часу спостережень і становить: $6''$ за 10 хв, $16''$ за 4 хв, $32''$ за 2 хв.

Гіроблок розміщено у нижній частині приладу, який повністю автоматизований і дозволяє ефективно виконувати різні інженерно-геодезичні й маркшейдерські роботи, особливо у складних підземних виробках, у тунелях і колекторах, у прив'язувальних ходах та інших побудовах у закритій місцевості, зокрема і до пунктів GPS для заміни координатної прив'язки азимутальною. Маса гіротахеометра 10,4 кг, діаметр 215 і висота 355 мм.

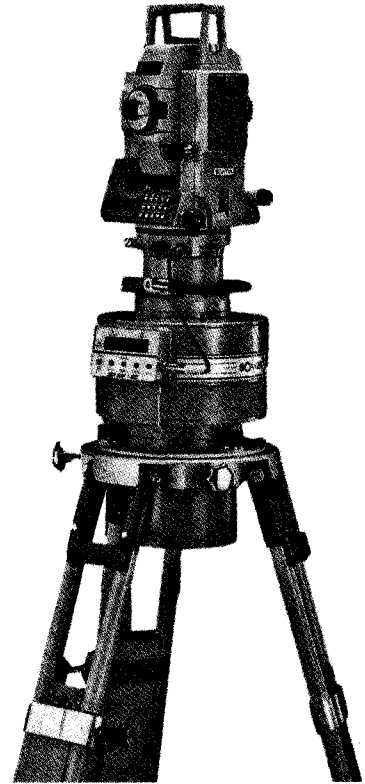


Рис. 10.11. Гіротахеометр AGP1 фірми “Sokkia”

Гіротaxeометр Gyomat 3000 включає електронний тахеометр TC 2003 Leica і з'єднаний з ним прецизійний гіроблок фірми DTM (ФРН). Похибка визначення азимута цим комплексом становить 3" за 10 хв.

Очевидно, що недовзі мініатюрні гіротaxeометри можуть замінити сучасні електронні тахеометри і разом із GPS-приймачами суттєво вплинути на технологію інженерно-геодезичних робіт у напівзакритій і закритій місцевостях.

10.4.3. Методика використання гіротaxeометра у підземних виробках

При орієнтуванні підземних виробок, виконанні інших точних і високоточних робіт гіротaxeометр можна використовувати двома способами: 1) вимірюванням азимута кожної сторони полігонометричного ходу одночасно з горизонтальними кутами та відстанями; 2) вимірюванням азимута окремо вибраних сторін з повною програмою кутових і лінійних вимірювань.

Очевидно, що у **першому способі** точність ходів буде вищою. Тому визначимо ступінь підвищення або зниження точності прокладання ходів у залежності від кількості вимірюваних азимутів та їх похибок порівняно з похибками горизонтальних кутів.

Якщо вимірювати азимут кожної сторони на кожній станції, тобто з отриманням двох значень азимута, то поперечні похибки (зміщення) кінця сторони S і всього ходу завдовжки L відповідно будуть такими:

$$m_1 = Sm_\alpha / \rho; \quad m_n = \frac{Lm_\alpha}{\rho\sqrt{n}} = \frac{S\sqrt{n}m_\alpha}{\rho},$$

де n – кількість сторін ходу ($m = L/S$).

Виходячи з умов виконання робіт у підземній виробці, технологічно найкраще задатися довжиною сторони, допустимою похибкою $m_n^{\text{доп}}$ кінцевої точки ходу (вимога з'єднання зустрічних підземних виробок) і визначити або допустиму кількість сторін ходу та його довжину, або допустиму похибку визначення азимута:

$$n \leq \left(\frac{m_n^{\text{доп}} \rho}{Sm_\alpha} \right)^2; \quad m_\alpha \leq \frac{m_n^{\text{доп}} \rho}{S\sqrt{n}}.$$

Для $S = 200$ м, $m_n^{\text{доп}} = 20$ мм і $m_\alpha = 5''$ одержимо: $n = 17$ і довжина ходу $L = 3,4$ км.

У **другому способі** поряд з кутами та довжинами сторін вимірюють азимут кінцевих сторін декількох секцій – складових ходу. Тоді вимірювання горизонтальних лівих кутів контролюється за різницею азимутів початкової та кінцевої сторін секції:

$$\sum_{i=1}^{k+1} \beta_i - 180^\circ(n+1) = \alpha_2 - \alpha_1.$$

Розподіл похибок передачі азимута характеризується формулою

$$m_\beta \sqrt{n+1} = m_\alpha \sqrt{2}.$$

Щоби ці похибки істотно не впливали на точність визначення азимутів проміжних сторін секції, прийmemo умову: $m_{\beta} \sqrt{k+1} \geq 2\sqrt{2}m_{\alpha}$, звідки одержимо допустиму кількість сторін у секції:

$$n \leq 8 \left(\frac{m_{\alpha}}{m_{\beta}} \right)^2 - 1.$$

З цієї формули випливає, що похибки вимірювання азимутів і горизонтальних кутів мають бути у певному співвідношенні, наприклад, $\tau = 1/2$, інакше більша похибка азимута може дуже спотворити азимути сторін, прилеглих до вихідних. При такому співвідношенні $n = 1$ і, отже, азимути треба міряти на кожній стороні секції, як розглядалося вище у першому способі. Водночас, якщо $\tau = 1/1,75; 1/1,50; 1/1,25$ й $1/1$, то n відповідно становить 2, 3, 4 і 7, що свідчить більше про можливість контролю вимірювання кутів, ніж про суттєве зменшення поперечної похибки ходу. Отже, із зростанням обсягу будівництва підземних і підводних тунелів ця проблема стає все актуальнішою і спонукає до розроблення конструкцій точних гіротахеометрів з $m_{\alpha} = 1-3''$.

10.5. Геодезично-маркшейдерське забезпечення будівництва тунелю

10.5.1. Основні етапи виконання робіт

У процесі будівництва тунелів, колекторів та інших підземних споруд прихованим способом застосовують різні методи виробки, але найпродуктивнішим є механізований метод з використанням прохідницької машини (щита). Для контролю правильності виробки тунелю (вертикальних стовбурів, горизонтальних та похилих виробок) виконують такі основні маркшейдерські роботи:

- перенесення в натуру осей та контроль габаритів вертикальних шахтних стовбурів;
- розмічування та контроль бурових свердловин для заморожування прилеглих до виробок зволжених ґрунтів і зниження рівня ґрунтових вод тощо;
- інструментальний контроль розмірів та форми прохідницьких машин і механізмів під час їх монтажу, встановлення знаків закріплення їх осей на самих механізмах та поза їх межами;
- передача координат і дирекційного кута в шахту;
- маркшейдерський супровід прохідницьких механізмів по заданій трасі в плані й по висоті (з потрібною точністю і періодичністю) та визначення необхідних даних для управління і своєчасної корекції їх просторового положення;
- контроль за дотриманням геометричних параметрів первинного і остаточного кріплення виробки залізобетонними блоками або чавунними тубінгами облонок тунелю;
- передача координат і дирекційного кута в підземну виробку;
- підведення планово-висотної геодезичної мережі (робочої та основної підземної полігонометрії) услід за виробкою тунелю для контролю правильності виконаних робіт, розмічування нових орієнтирних знаків для просування прохідницького щита та забезпечення точності з'єднання зустрічних виробок;

- геодезично-маркшейдерський контроль за деформаціями зведеної частини тунелю, земної поверхні та інженерних споруд над тунелем.

Виконання цих робіт вимагає високої точності та оперативності, раціонального використання часу між технологічними операціями, ремонтними роботами тощо. Циклічність виконання контрольних вимірів залежить від конструкції прохідницького щита, способів виробки вибою та оброблення тунелю, геологічних умов на трасі, геометрії осі траси в плані та профілі, від наявності навігаційного обладнання для контролю положення щита і т. д.

10.5.2. Геодезично-маркшейдерський контроль виробки тунелю щитовим способом

Прохідницький щит – це міцний пересувний сталевий комплекс циліндричної або еліптичної форми для поступового просування його корпусу в товщу ґрунту підземної виробки для виймання породи і передавання її в зону транспортування, для тимчасового приймання на себе гірського тиску, для захисту персоналу від обвалу породи та укріплення виробленої частини тунелю блоками кільцевої оболонки. Основні конструкції щита: ножова (передня) частина, опорне кільце з домкратами та оболонка (хвостова частина). Щити виготовляються на механічному заводі й окремими блоками поставляються у щитову камеру тунелю для монтажу.

Геодезичне забезпечення монтажу щита зводиться до розмічування та закріплення геометричної осі щита, контролю розмірів, форми й ухилу бетонної основи для укладання напрямних щита з заданим ухилом тунелю з відхиленням до 30 мм у плані та 10 мм у профілі. Похибки основних геометричних розмірів щита, як для металоконструкцій, коливаються в межах від 3 до 5 мм. Особливо ретельно контролюється перпендикулярність опорного кільця (діафрагми) до осі щита. По периметру опорного кільця розташовані домкрати (8-12 штук). У ході виробки щит упирається домкратами в торець оболонки зведеної частини тунелю (рис. 10.12), яка доповнюється новими блоками після відведення поршнів домкратів.

При щитовому способі будівництва тунелю основне завдання маркшейдера зводиться до визначення положення щита за допомогою лазерного візира або теодоліта та усунення його відхилення від проекту в плані та у профілі.

Лазерний прилад 4 і орієнтирна марка 5, яка виготовляється із оптичного скла, формують робочу контрольну базу, яка розміщується на осі зведеної частини тунелю під склепінням його оболонки. На тому ж рівні встановлюється і контрольна марка 6 у передній частині прохідницького щита, на якій нанесено координатну сітку з вертикальними і горизонтальними лініями, проведеними через 10 мм. Просторове положення контрольної бази (лазерного приладу й орієнтирної марки) періодично контролюється маркшейдерськими вимірами із пунктів робочої полігонометрії та геометричного нівелювання.

Лазерний промінь, який задає просторову референтну лінію, падає на контрольну марку щита і відображується там червоною точкою діаметром 5-10 мм. Якщо ця точка попадає в центр координатної сітки марки, то положення щита відповідає проектному, а якщо ні, то за координатними відхиленнями b і c відповідно в плані та по висоті оператор щита за допомогою домкратів виводить його

вісь у проектне положення. Для визначення напрямку корегування положення щита на координатній сітці наносять відповідні знаки: якщо точка лазера зміщена ліворуч від нульової вертикальної координатної лінії, то і щит повертають ліворуч, якщо праворуч, то навпаки. Аналогічно діють при корегуванні висотного положення щита: якщо точка вище від нульової горизонтальної лінії, то щит піднімають уверх, а якщо нижче, то вниз. Для оперативної передачі даних про положення щита в кабінку оператора координатну марку можна обладнати фотоелектронною системою.

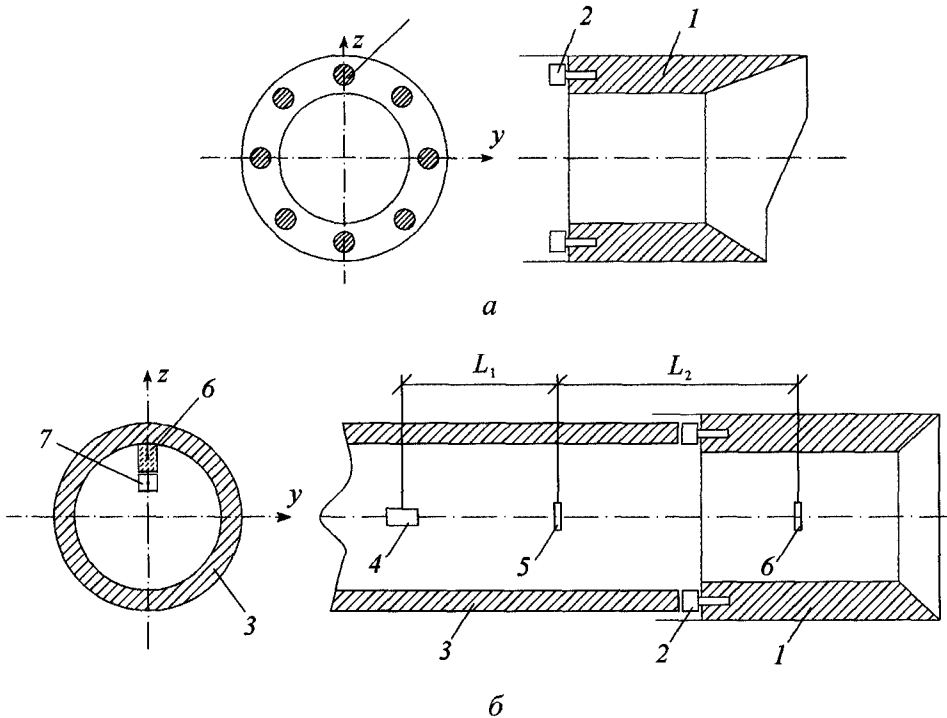


Рис. 10.12. Принципова конструкція прохідницького щита і визначення його перекосу лазерним візором:

- a* – профіль; *б* – план; 1 – прохідницький щит; 2 – домкрат; 3 – оболонка тунелю;
4 – лазерний візор; 5 – орієнтирна марка в оболонці тунелю; 6 – щитова контрольна марка;
7 – датчик поперечного нахилу

Для вимірювання кута повороту (кручення) щита навколо геометричної осі доцільно користуватися маятниковим електронним рівнем (рис. 10.13), який включає підвісний блок 1 на шарнірі, висковий блок 2 із лазерним світлодіодом 3 та горизонтальну плоску фотоелектронну матрицю (ФМ) 4 з оцифруванням градусної шкали від 0 до 30° в обидва боки на краях. Розмір комірки ФМ – не більше 0,5 мм, що забезпечує визначення кута з похибкою до 20". Датчик встановлюється під контрольною координатною аркою і його покази також автоматично передаються в кабінку оператора. Враховуючи роботу щита при різних ухилах тунелю, маятник рівня має бути двостороннім, що забезпечить контрольне вимірювання ним і ухилу щита, який задається лазерним приладом.

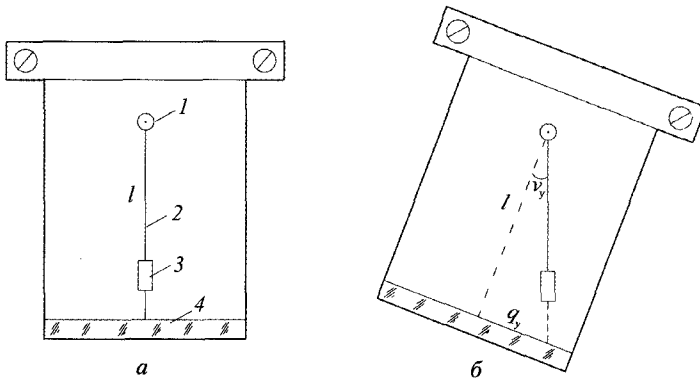


Рис. 10.13. Схема маятникового фотоелектронного рівня:
a, б – вихідне і робоче положення; *1,2* – шарнір і стрижень виска;
3 – світлодіод з фокусувальною лінзою; *4* – фотоелектронна матриця

Кути ν_x та ν_y нахилу щита відповідно у поздовжньому і поперечному напрямках визначаються за формулами

$$\nu_x = \arctg(q_x / l);$$

$$\nu_y = \arctg(q_y / l),$$

де q_x, q_y – виміряні фотоелектронним способом відхилення виска від нуля-пункту ФМ; l – довжина виска.

Похибки цих кутів визначаються за формулою

$$m_\nu = m_q \cos^2 \nu / \rho.$$

Для $m_q = 0,5$ мм, $\nu = 30^\circ$, $l = 100$ мм похибка $m_\nu = 13'$, що при діаметрі тунелю 6 м забезпечує визначення кручення з похибкою до 10 мм і контроль поздовжнього ухилу щита впродовж добової виробки.

Лазерний контроль положення прохідницького щита ускладнюється на кривих ділянках тунелю (рис. 10.14). На початку перехідної кривої (ППК) перші 15-20 м тунель практично приймається прямолінійним, а далі, враховуючи кривину осі, лазерний промінь наводять на точку з ординатою $y_i = x_i^3 / 6C$, яка наноситься за координатною сіткою контрольної марки (x_i – абсциса точки перехідної кривої). Після того як щит повністю переміститься на перехідну криву із запасом відстані до 20 м, лазерний прилад переносять на ППК, розмічують на кривій точку 2 робочої бази і ведуть з неї контроль за положенням прохідницького щита.

Для збільшення довжини контролю виробки тунелю з одної лазерної бази доцільно користуватися способом січної лазерного променя, який спочатку проходить внутрішню хорду l_1 , а потім зовнішню l_2 , віддалені від кривої на максимально допустиме відхилення (стрілку кривини) $f \leq 0,030$ м. Максимальні довжини цих хорд визначаються за формулами

$$l_1 \approx \sqrt{8Cf / x_2}; \quad l_2 \approx l_1 / 4,$$

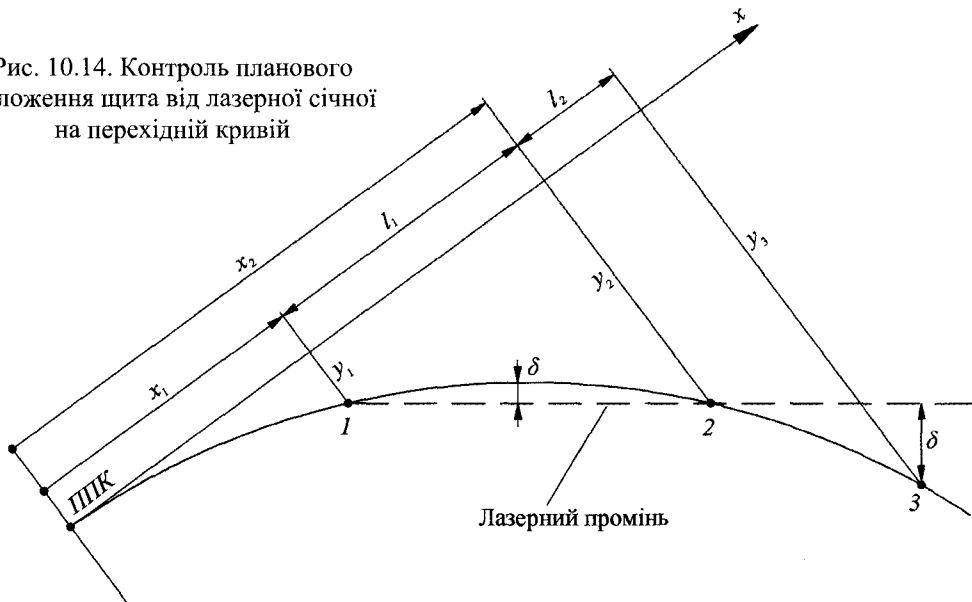
де x_2 – абсциса точки 2 перехідної кривої.

Точне значення l_2 визначається з умови

$$(1 + l_2 / x_2)^3 + (1 - l_1 / x_2)^3 - (1 + l_2 / l_1) \leq \frac{6Cf}{x_2^3}.$$

Зважимо, що величина l_2 майже однакова як на початку, так і в кінці кривої. На другій перехідній кривій після виходу з колової кривої вказані довжини міняються місцями.

Рис. 10.14. Контроль планового положення щита від лазерної січної на перехідній кривій



У межах колової кривої

$$l_1 = \sqrt{8Rf}; \quad l_2 \approx l_1 / 5.$$

Для $R = 600$, $L = 100$, $x_2 = 50$ м на перехідній кривій вказані відстані $l_1 = 17$ і $l_2 = 4$ м, а на коловій – $l_1 = 12$ і $l_2 = 2,4$ м.

10.6. Геодезичний контроль зведення похилого тунелю і монтажу ескалатора

У похилих тунелях встановлюють ескалатори від поверхні землі у підземну станцію. Оскільки тунель має форму циліндра радіусом понад 3 м, то розмічування його осі починають з поверхні за допомогою лазерного теодоліта T , встановленого на металевому пілоні на деякій висоті (рис. 10.15), і визначають перевищення:

$$h_0 = (a + d_a) / \operatorname{tg} v; \quad a = R_0 / \sin v,$$

де a – велика піввісь еліпса як проекції круглого поперечного перерізу тунелю на горизонтальну площину у вестибюлі наземної станції (мала піввісь еліпса $b = R_0$); d_a – відстань пілона від краю тунелю.

Напряг осі тунелю задається кутом β від напрямку TM , який визначають за різницею дирекційних кутів напрямів осі тунелю та орієнтирного напрямку. Враховуючи довжину похилого тунелю до 150 м і допустиму похибку розмічування його осі 50 мм, допустима похибка задання напрямку осі не повинна перевищувати $5-10''$.

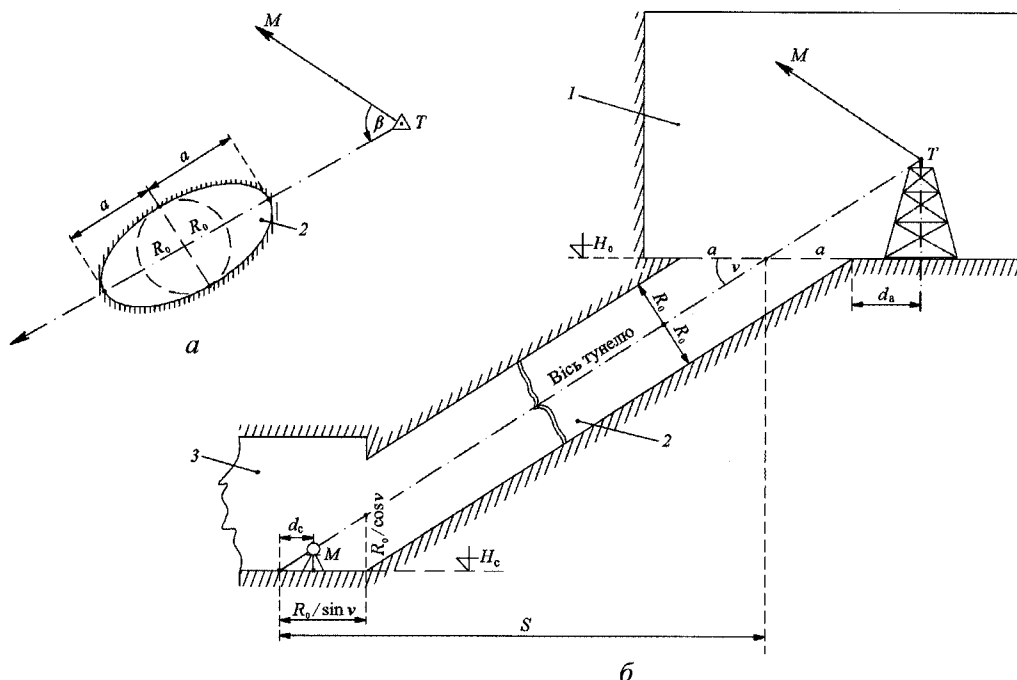


Рис. 10.15. Розмічування осі тунелю ескалатора:

a – план; b – профіль; 1 – вестибюль наземної станції; 2 – тунель; 3 – підземна станція

На кінцевій стадії розробки тунелю, зокрема способом передової штольні, у підземній станції в пункті M можна встановити орієнтирну марку заввишки $V = d_c \operatorname{tg} v$, де d_c – відстань, яка підбирається для отримання $V \approx 1,2-1,3$ м. Такий пункт, віддалений від пілона на відстань

$$S = a + d_a + \frac{H_0 - H_c}{\operatorname{tg} v} - d_c,$$

служитиме опорним для побудови осі вестибюля станції.

Ескалатор – це похилий пластинчастий конвеєр для переміщення пасажирів у метрополітені. Кут нахилу ескалатора сягає 30° , довжина рідко перевищує 100 м, хоча в Італії у гірському туристичному комплексі вона перевищує 1 км.

Для монтажу ескалатора в лотковій частині тунелю споруджують залізобетонний фундамент, в який закладають монтажні кутики (закладні) для встановлення трьох ескалаторних ферм (рис. 10.16). Дві короткі горизонтальні ферми встановлюють у верхній і нижній частинах тунелю для монтажу привідної і натяжної станцій, а середню – в похилій частині тунелю для основної частини ескалатора. На фермах встановлюють напрямні, які забезпечують пересування на роликах сходів ескалатора [63].

Кожна сходинка ескалатора складається з каркасу з чотирма роликками і верхнім рифленим настилом, при цьому два роликки – основні, які своїми осями пов'язані із замкнутими тяговими ланцюгами, що опоясують два барабани провідної та натяжної станцій, а ще два використовуються як допоміжні для фіксації горизонтального положення сходинки на кінцях ескалатора. Основні й допоміжні роликки мають різні напрямні, які розміщені в одній площині, але в місцях переходу до горизонтального положення сходинки розходяться по висоті. Для забезпечення плавності пересування сходинок до напрямних ставляться такі вимоги: строго симетричне і взаємне розташування по горизонталі та вертикалі з відхиленнями не більше ніж 1-2 мм. Це вимагає встановлення ферм з одностороннім допуском до -5 мм (верхній допуск зводиться до нуля для регулювання висотного положення напрямних підкладками).

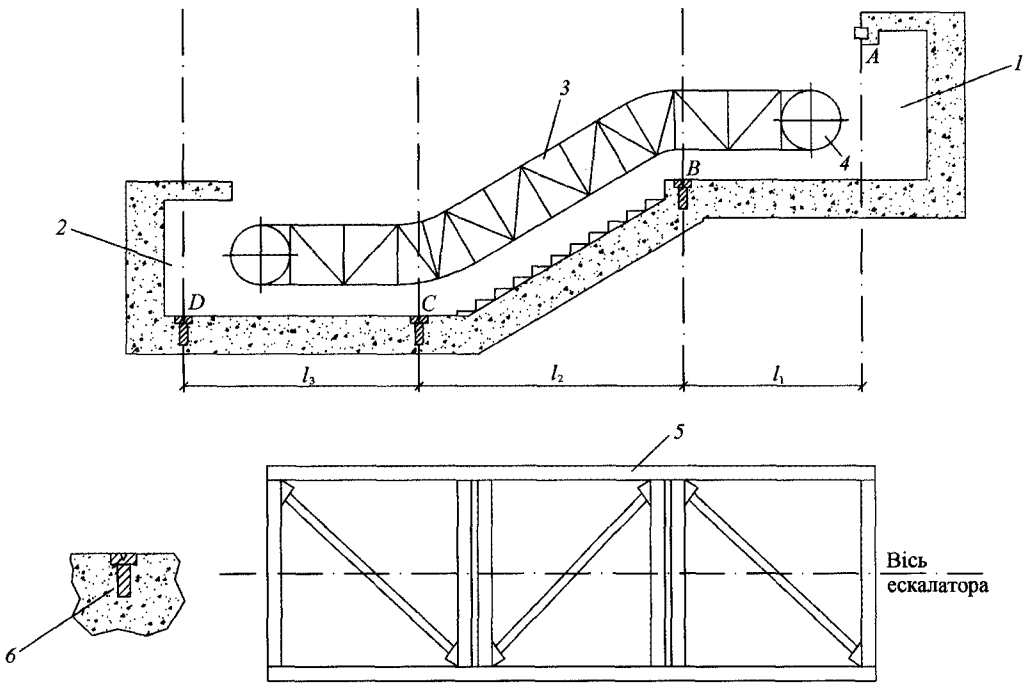


Рис. 10.16. Схема розмічування осі ескалатора:

1, 2 – привідна і натяжна камери; 3 – ланцюг; 4 – лебідка; 5 – похила ферма;
6 – знак закріплення осей

Вісь корпусу ескалатора виносять на металеву траверсу, приварену до стояків ферми на початку та в кінці тунелю з метою провішування створу осі струною діаметром 1,5 мм з вантажем на кінцях. Напрямні, як і закладні опорних монтажних кутиків на фундаменті (див. рис. 10.16), нівелюють за допомогою нахиленої труби теодоліта під проектним кутом та орієнтирної марки, встановлених на кінцях ескалатора. Планово-висотне положення теодоліта й марки фіксується прив'язками до поперечних осей привідної та натяжної станцій і щоразу контролюється в процесі вивіряння прямолінійності напрямних. Для цього доцільно на перпендикулярах до осі ескалатора на кінцевих пунктах винести контрольні марки і закріпити їх

на бокових стінках тунелю. Аналогічно треба закріпити маркою і проектний горизонт труби теодоліта, обладнавши її шкалою з міліметровими поділками для врахування відхилення висоти приладу при висотному контролі напрямних.

Для прискорення виконання робіт теодолітом – простим або лазерним – доцільно точно виставляти одну напрямну, а положення другої контролювати відносно першої з допомогою шаблона-рейки з рівнем ($\tau = 2'$), що забезпечить визначення взаємного положення напрямних в одному поперечному перерізі з похибкою до 0,5 мм.

Після завершення монтажу напрямних робиться виконавче знімання для визначення відхилень напрямних у плані та профілі з оформленням відповідних креслень, а потім виставляються маяки для монтажу балюстради. Аналогічно контролюють прямолінійність напрямних і під час капітального або профілактичного ремонту.

10.7. Геодезичні вимірювання при укладанні залізничних колій

Залізничні рейки, шпали і контактний провідник (рейка) формують верхню конструкцію колії. Шпали в монтажному блоці з рейками укладають на залізобетонний фундамент і заливають бетоном. Ліворуч від колії за ходом поїзда укладають контактну рейку для живлення двигуна електричним струмом.

Планово-висотне положення колії контролюють від колійних реперів, які переносять в природу від пунктів підземної полігонометрії і закріплюють у нижній частині оболонки тунелю на рівні верху головки рейки. Похибка планового пікетажного положення колійного репера не може перевищувати 20 мм, а висотного – 1 мм. Відстань головки рейки (у поперечнику) від колійного репера повинна вимірюватися з похибкою до 2 мм.

Конструкція колійного репера включає нарізний болт завдовжки 100 мм з напівсферичною головкою, який вгвинчується за допомогою ключа в гайку П-подібної металевої рамки, що закріплена у виточці бетонної оболонки тунелю (рис. 10.17). На осі головки просвердлено отвір діаметром 2 мм – центр репера. На прямолінійних ділянках колійні реperi розміщують через 20 м праворуч за ходом зростання пікetaжу, а на кривих – через 5 м на зовнішньому боці кривої.

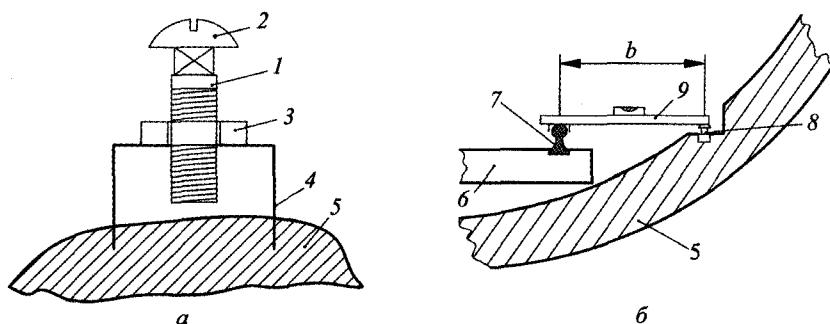


Рис. 10.17. Колійний репер:

- a* – конструкція; *б* – установка та використання; 1 – болт; 2 – сферична головка; 3 – гайка; 4 – металевий столик; 5 – бетонна основа; 6 – шпала; 7 – рейка; 8 – гвинт; 9 – лінійка з рівнем

Проектні координати колійного репера обчислюють за заданими проектними координатами точок на осі колії, розташованій на поперечнику репера, для ширини колії $a = 1520$ мм, ширини головки рейки $r = 50$ мм (для рейки Р 50) та стандартної робочої відстані репера від осі головки рейки $b = 500$ мм. Варіанти обчислення координат репера, встановленого на прямолинійній ділянці, на перехідній та колової кривих подано на рис. 10.18. В усіх випадках вихідною є точка K_i поперечника розташування колійного репера, координати якої визначаються за методикою аналітичної підготовки проекту (прямих та кривих ділянок, пікетажу та ін.). Оскільки у будь-якій точці осі колії – прямолинійної чи криволінійної – можна визначити дирекційний кут поперечника за формулою $\alpha_i = \alpha_0 + \varphi_i \mp 90^\circ$, то координати репера визначають за формулами

$$x_i = x_{K_i} + \left(\frac{a+r}{2} + b \right) \cos \alpha_i; \quad y_i = y_{K_i} + \left(\frac{a+r}{2} + b \right) \sin \alpha_i.$$

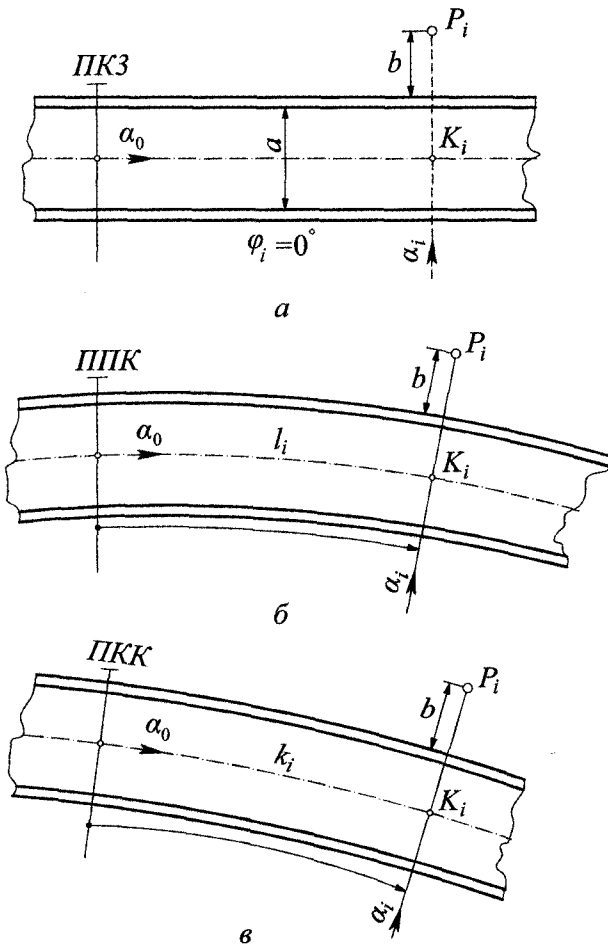


Рис. 10.18. До визначення проектних координат колійного репера на:
а – прямої ділянці; б, в – перехідній та колової кривих

При цьому для прямолінійних ділянок колії кут $\varphi_i = 0^\circ$, а для перехідних та колових кривих цей кут знаходимо за формулами

$$\varphi_i = \frac{l_i^2 90^\circ}{\pi R L}; \quad \varphi_i = \frac{k_i 180^\circ}{\pi R},$$

де l_i, k_i – відстань поперечника відповідно від початку перехідної та колової кривої.

Тепер колійний репер можна точно перенести в природу полярним способом від найближчих пунктів підземної полігонометрії.

Проектні позначки колійних реперів, які відповідають позначкам головки рейки, визначають завчасно й переносять у природу за допомогою нівеліра і рейки. Якщо фактична позначка репера не збігається з проектною, то болт вгвинчують або вигвинчують на величину різниці висот і фіксують його положення фарбою або зубилом.

При укладанні рейок відносно колійного репера користуються короткою (до 400 мм) лінійкою з рівнем ($\tau = 5-10'$) один кінець якої з П-подібною обіймицею рейки укладається на її головку, а другий – на головку репера. Спочатку корегується висотне положення рейки за допомогою підкладок під шпали, а потім – планове положення за прийнятою проектною відстанню b (див. рис. 10.17, б).

У позначці репера на кривій враховується підняття зовнішньої рейки для погашення відцентрової сили, яке при мінімальних величинах радіусів $R = 300-500$ м кривої не може перевищувати 120 мм [72]. Планове і висотне положення другої рейки контролюється стосовно першої за допомогою горизонтальної рейки – шаблону з мікрометром для вимірювання ширини колії (на кривих із врахуванням відгону розширення до 22 мм). Положення рейок в інтервалі між колійними реперами контролюють за допомогою капронової волосіні: уздовж створу в плані та підвішеної на двох струбцинах – по висоті з відліком висоти підвішування у проміжних точках. Замість волосіні можна використати лазерний візир з примусовим центруванням приладу і марки на кінцевих пунктах створу (довжина створу зазвичай не більше 20 м).

Після випробування колії виконують її виконавче знімання і складають графіки перекосів рейок та відхилень позначок їх головок від проекту в масштабах: 1:1 000 – горизонтальний та 1:1 – вертикальний. Інші вимоги до складання документів виконавчого знімання тунелів розглянуто у гл. 14.

10.8. Геодезичні спостереження за осіданнями і деформаціями при будівництві підземних споруд

Під час будівництва тунелів метрополітену виникають осідання поверхні, які залежать від глибини закладання тунелю, геологічних та гідрогеологічних умов, розмірів гірничої виробки, організації будівельних робіт та ін. З метою своєчасного виявлення деформаційних процесів у будинках та спорудах, які розташовані в зоні впливу гірничих виробок, закладають осідальні реperi, які нівелюють до початку виконання будівельних робіт. Потім періодично здійснюють повторне нівелювання (переважно II класу) для відстежування динаміки деформаційного процесу за

величинами осідань, їх швидкостей та прискорень, за якими визначають часовий інтервал між циклами спостережень. При необхідності корегують їх частоту.

Якщо у будинках та спорудах виникають тріщини у фундаментах або стінах, перекоси дверей, вікон тощо, тоді для спостереження за розкриттям цих тріщин встановлюють маяки, їх фотографують та описують, складають програму і календар спостережень за ними.

У періоди інтенсивного осідання споруд частота спостережень збільшується. У практиці тунелебудування мали місце випадки, коли нівелювання доводилося вести з інтервалом через одну годину. Спостереження припиняють тоді, коли після трьох повторних нівелювань з інтервалом у місяць величини осідань не перевищують граничних похибок нівелювання.

При нерівномірному осіданні будинків та споруд необхідно організовувати спостереження за їх кренами. Точність визначення осідань і кренів встановлюється нормами ГОСТ 24846-81 [66] в залежності від складу ґрунтів та висоти споруд.

За деформаціями підземних споруд спостерігають впродовж усього будівельного циклу, тому що внаслідок виймання порід у тунелі сильно зростає гірський тиск, деформується нове кріплення і зведена частина закріпленого тунелю, осідає склепіння, зближуються стіни тунелю та ін. Все це вимагає чіткої організації вимірювання деформацій з інтервалом у декілька (3-5) днів, використовуючи для цього геометричне або тригонометричне нівелювання, спосіб електронної тахеометрії, вимірювання відхилень від лазерних створів тощо. Вихідними для цих вимірювань служать пункти робочої підземної полігонометрії та репери нівелювання.

Важлива роль тут відводиться вимірюванню горизонтальної та вертикальної еліптичності перерізів тунелю, де найпродуктивнішими є способи електронної та сканерної тахеометрії (рис. 10.19). Просторове положення точки оболонки тунелю визначається за формулами

$$X_i = X_T + D_i \sin z_i \cos(\alpha_0 + \beta_i);$$

$$Y_i = Y_T + D_i \sin z_i \sin(\alpha_0 + \beta_i);$$

$$H_i = H_T + I_0 + D_i \cos z_i,$$

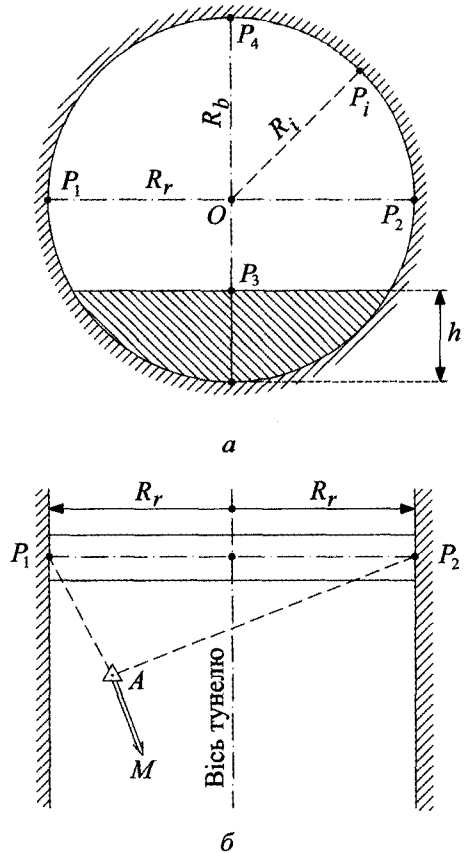


Рис. 10.19. Контроль геометрії перерізу тунелю:
а – профіль; б – план

де X_T, Y_T, H_T – координати вихідних пунктів; I_0 – висота приладу; α_0 – дирекційний кут орієнтирної сторони; β_i, z_i, D_i – виміряні горизонтальний та зенітний кути і похила відстань до точки оболонки (з використанням дифузного відбиття лазерного променя).

За цими координатами точок оболонки на поперечнику визначають координати X_0, Y_0, H_0 центра O перерізу і за різницями

$$\Delta x_i = X_i - X_0; \quad \Delta y_i = Y_i - Y_0; \quad \Delta H_i = H_i - H_0 \quad (i=1,2,3,\dots,k)$$

обчислюють радіус

$$R_i = OP_i = \sqrt{\Delta x_i^2 + \Delta y_i^2 + \Delta H_i^2}$$

до кожної контрольної точки перерізу, зокрема до точок P_1, P_2, P_4 . При цьому для визначення H_0 в позначку точки P_3 треба ввести поправку h за висоту бетонної подушки. Потім за горизонтальним P_1P_2 і вертикальним P_3P_4 діаметрами із врахуванням поправки h оцінюють геометрію перерізів тунелю, яка має контролюватися через 2-5 м, та визначають відхилення цих діаметрів від проектних значень.

Згідно з ДБН В.2.3-7-2003 маркшейдерська служба має вимірювати 4 діаметри кожного кільця оправи тунелю: горизонтального, вертикального і двох під кутом 45° до горизонту. Допустимі відхилення фактичних розмірів оправ від проектних не мають перевищувати таких величин у міліметрах: 1) для тунелів колового контуру $\pm 25-50$; 2) у похилих тунелях ± 40 ; 3) у станційних ± 50 . Допустимі відхилення фактичних позначок від проектних не повинні перевищувати $\pm 10-20$ мм. Повніше і точніше ці та інші параметри визначаються за даними лазерного сканування або фотографуванням цифровою камерою з використанням лазерного маркування перерізу.

За результатами контролю діаметрів перерізу складається виконавчий план перерізів з відображенням відхилень від проекту і виконавчий профіль тунелю. На проблемних ділянках для ґрунтового аналізу деформацій доцільно виконувати апроксимацію осі тунелю в плані та профілі.

Відхилення положення рейок залізничних колій в плані та по висоті на дільниці довжиною 5 м повинні бути не більше ± 2 мм, відхилення положення контактної рейки від рівня головки колійної ± 6 мм, а планове зміщення від осі колії ± 8 мм. При дотриманні цих вимог колія вважається придатною для експлуатації та використовується для додаткового контролю розмірів і форми тунелю за допомогою габаритного візка з шаблоном.

Глава 11. ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНЕ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ БУДІВНИЦТВА СПЕЦІАЛЬНИХ СПОРУД

11.1. Геодезичне забезпечення зведення споруд з поверхнями обертання

Оболонки – поверхні другого порядку – знайшли широке застосування у практиці будівництва цивільних об'єктів, промислових і наукових споруд, технологічного обладнання. Надання цим спорудам заданої проектом геометричної форми – важливе і відповідальне завдання інженерно-геодезичного супроводження будівельно-монтажних робіт. Різноманітність оболонок потребує професійного підходу до організації інженерно-геодезичного контролю якості формування поверхні не стільки методом її апроксимації за контрольними точками виконавчого знімання, скільки в процесі виконання будівельних робіт, щоби завчасно визначити недопустимі відхилення від проекту і вивести окремий монтажний блок у проектне положення. Далі розглядаються способи геодезичного контролю і виправлення форми найпоширеніших у практиці конструкцій оболонок.

11.1.1. Колова конічна поверхня

Конічні поверхні, зокрема зрізані конуси (рис. 11.1), широко використовуються в інженерних спорудах та промислового технологічному обладнанні. Їх описують рівнянням

$$\frac{x^2 + y^2}{R_0^2} - \frac{z^2}{c^2} = 0,$$

де R_0 – радіус горизонтального перерізу (основи конуса); c – параметр конуса ($c = h_0$); h_0 – загальна висота конуса від основи до вершини; z – апліката, що відраховується від вершини конуса (початку координат).

Для будь-якого горизонтального перерізу конуса, віднесеного від вершини на висоту z_i , його радіус становить:

$$R_i = \sqrt{x_i^2 + y_i^2} = \frac{R_0}{h_0} z_i = z_i \operatorname{tg} \gamma / 2,$$

де γ – кут при вершині конуса.

Коло довільного горизонтального перерізу доцільно розмічувати з однаковим інтервалом, наприклад, через 30° і, задавшись умовним азимутом α , обчислювати координати: $x = R \cos \alpha$; $y = R \sin \alpha$. Якщо центр перерізу доступний, точки кола розмічують полярним способом по радіусу.

Для споруд у формі **зрізаного конуса** (димар) висотою h_k легко визначити радіус будь-якого горизонтального перерізу:

$$R_i = R_0 - (R_0 - R_1) h_i / h_k,$$

де R_0, R_1 – радіуси нижнього і верхнього перерізів; h_i – висота i -го перерізу над основою (точка O_0).

Точність геодезичного забезпечення форми конуса суттєво залежить від величини кута γ при його вершині, оскільки

$$m_z = m_{xy} / \operatorname{tg} \gamma / 2.$$

У свою чергу похибка висоти m_z призводить до зміни радіуса перерізу на величину $m_R = m_{xy}$.

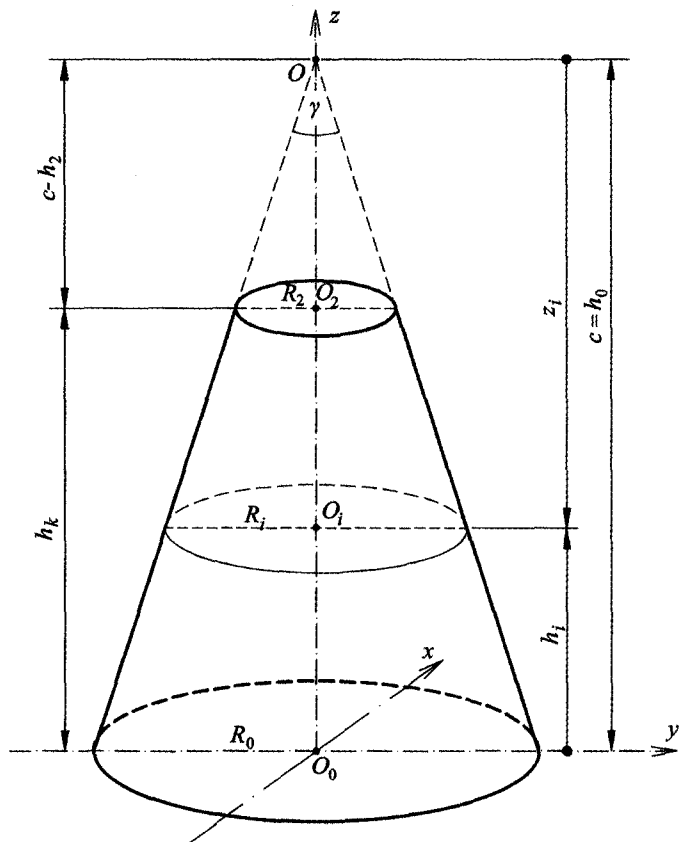


Рис. 11.1. Контроль форми конічної поверхні

Геодезичний контроль споруди конусної форми можна вести з центра ярусного перерізу за величиною його проектного радіуса або із станцій, розташованих на осях споруди поза нею. У другому випадку електронним тахеометром визначають планові координати $X_{ji}, Y_{ji} (j = 0, 1, 2, \dots, m; i = 1, 2, \dots, n)$ контрольних точок на зовнішній поверхні оболонки в єдиній системі координат. Оскільки монтаж споруди ведеться окремими блоками (секціями), то контрольні точки вибирають поярусно – внизу та вверху і на одній висоті, наприклад, для $j = 1, 2$. Відстань між точками визначається довжиною, яку доцільно вибрати по краях кожного блока.

За отриманими координатами точок оболонки треба спочатку визначити центральні координати вихідного – нульового ярусу, а потім координати точок блоків на ярусах, а саме:

$$X_0 = [X_{0i}] / n_0; \quad Y_0 = [Y_{0i}] / n_0; \quad x_{ji} = X_{ji} - X_0;$$

$$y_{ji} = Y_{ji} - Y_0; \quad R_{ji} = \sqrt{x_{ji}^2 + y_{ji}^2}; \quad V_{ji} = R_j^0 - R_{ji},$$

де n_0 – кількість точок 0-го ярусу; R_j^0 – проектний радіус ярусного перерізу.

Очевидно, що під час контролю форми необхідно визначати просторові координати точок, вимірюючи їх позначки h_{ji} над вихідним (нижнім) ярусом.

Після редукування блоків проводять виконавче знімання і нівелюють точки верху блоків для підготовки наступного монтажного горизонту.

11.1.2. Колові циліндричні оболонки

Коловий циліндр описується рівнянням

$$\sqrt{(x^0)^2 + (y^0)^2} = R^0,$$

де x^0, y^0, R^0 – проектні координати точок поверхні циліндра та його радіус.

У будівельній практиці циліндричну форму мають реакторні відділення АЕС, резервуари, відстійники, колони синтезу хімічних і нафтоперегінних заводів тощо. Циліндр може займати горизонтальне і вертикальне положення. Горизонтальну циліндричну оболонку – арку – застосовано в “Саркофагу-2” для нового перекриття зруйнованого реакторного відділення 4-го блока ЧАЕС (див. п.11.2).

Контроль форми вертикального циліндра доцільно вести приладом, встановленим на осі циліндра, визначаючи за координатами контрольних точок його фактичний радіус і, аналогічно до конуса, зміщуючи монтажний блок (опалубку) за величинами редукацій. При монтажі блоків або збірних щитів опалубки оболонки використовують переважно чотири контрольних точки – дві нижні та дві верхні.

За результатами вимірювань складають схему корекції положення блоків і після їх остаточного закріплення нівелюють верхні торці та готують новий монтажний горизонт.

11.1.3. Сферична оболонка

Сферичні оболонки найбільше використовуються для перекриття промислових і цивільних будівель та описуються рівнянням

$$(x^0)^2 + (y^0)^2 + (z^0)^2 = (R^0)^2,$$

де R^0 – проектний радіус сфероїда.

За вісь симетрії сферичного перекриття (рис. 11.2) обирають вісь аплікату, а всі горизонтальні перерізи є колами різного радіуса. Спочатку переносять у природу точку вертикальної осі й розмічують взаємно перпендикулярні планові осі. Оболонку встановлюють на зведений опорний контур, який до початку монтажних робіт треба занівелювати і підготувати монтажний горизонт. Оболонки можуть бути залізобетонними або металевими. Залізобетонна конструкція формується переважно за допомогою щитової опалубки, а металева – з каркасу або збірних секцій.

В обох випадках формоутворення контролюють із проектного центра оболонки O_0 , який вибирається і закріплюється на вихідному ярусі на вертикальній осі

близько від рівня опорного контуру, оскільки центр сфери може розташовуватися нижче або вище від нього. За допомогою електронного тахеометра способом полярних координат розмічують на опорному контурі положення характерних точок (країв) опалубки або металевих секцій і контролюють їх проектні координати, які будуть вихідними для виконання всіх монтажних робіт. Аналогічно визначають проектні координати точок для країв секцій на інших ярусах ($j = 1, 2, \dots, m$) за формулами

$$x_{ji}^0 = r_j \cos \alpha_{0i}; \quad y_{ji}^0 = r_j \sin \alpha_{0i}; \quad r_j = \sqrt{(R_0)^2 - (h_0 + h_j)^2},$$

$$\alpha_{0i} = n_i l_0 180^\circ / \pi r_0,$$

де R_0, h_0 – проектний радіус сфероїда і висота його опорного контуру над центром кривини; r_j, h_j – радіус кривини j -го горизонтального перерізу та його висота над опорним контуром; α_{0i} – умовний азимут радіуса; l_0, n_i – розмір дуги однієї монтажної секції на опорному контурі та їх кількість у межах чверті оболонки.

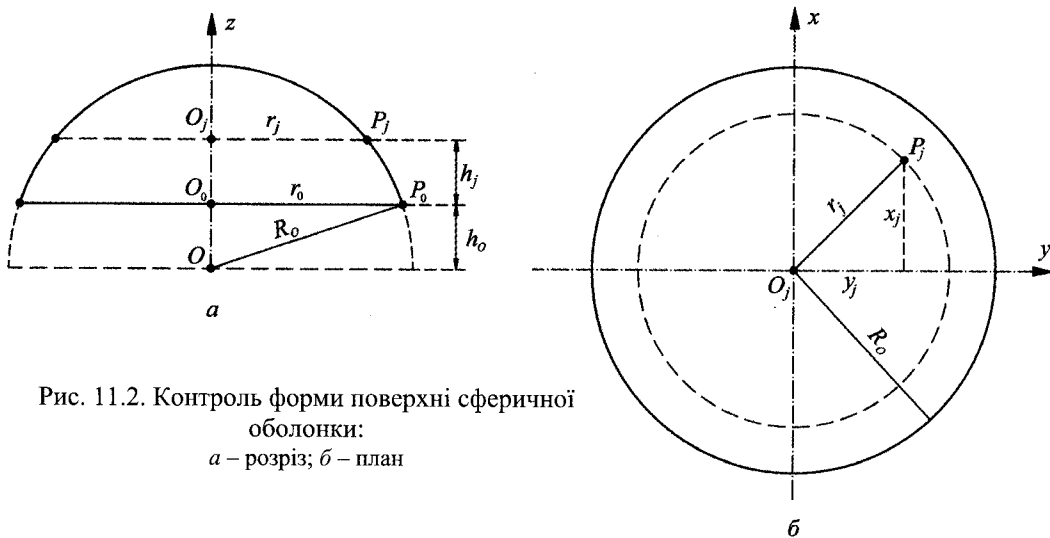


Рис. 11.2. Контроль форми поверхні сферичної оболонки:
а – розріз; б – план

Під час монтажу секція встановлюється на опорний контур або нижню секцію відповідно з розміченими точками – монтажними маяками і підтримується кондуктором у наближеному до проекту положенні її верхніх точок. Після цього електронним тахеометром визначають їх реальні координати x_{ji}, y_{ji}, h_{ji} ($i = 1, 2, \dots, n$), особливо абсциси й ординати, за якими в порівнянні з проектними координатами знаходять редуції по осях координат і загальну редуцію точки вздовж радіуса:

$$V_{x_{ji}} = x_{ji}^0 - x_{ji}; \quad V_{y_{ji}} = y_{ji}^0 - y_{ji}; \quad V_{h_{ji}} = h_j^0 - h_{ji}; \quad V_{R_{ji}} = \sqrt{(V_{x_{ji}})^2 + (V_{y_{ji}})^2 + (V_{h_{ji}})^2}.$$

Напрямок зміщення точки по радіусу-вектору визначається із врахуванням знаків редуцій по осях координат. За аналогічною схемою контролюють монтаж секцій на інших ярусах.

11.1.4. Коловий параболоїд

Параболоїд (рис.11.3, а) утворюється внаслідок обертання параболи навколо вертикальної осі z . Його поверхню описують рівнянням

$$z^0 = [(x^0)^2 + (y^0)^2] / 2p; \quad p = 2f, \quad (11.1)$$

де p – параметр параболи; $f = p/2$ – фокусна відстань параболоїда.

Проектні координати відраховують з вершини параболи. На основі заданого радіуса R_m верхнього перерізу визначається висота параболоїда:

$$h_m = R_m^2 / 2p = R_m^2 / 4f.$$

З цієї залежності при заданих проектних величинах h_m і R_m визначають фокусну відстань $f = R_m^2 / 4h_m$ або параметр $p = R_m^2 / 2h_m$. Радіус будь-якого перерізу параболоїда на висоті z_i встановлюють за формулою

$$R_i = 2\sqrt{fz_i}.$$

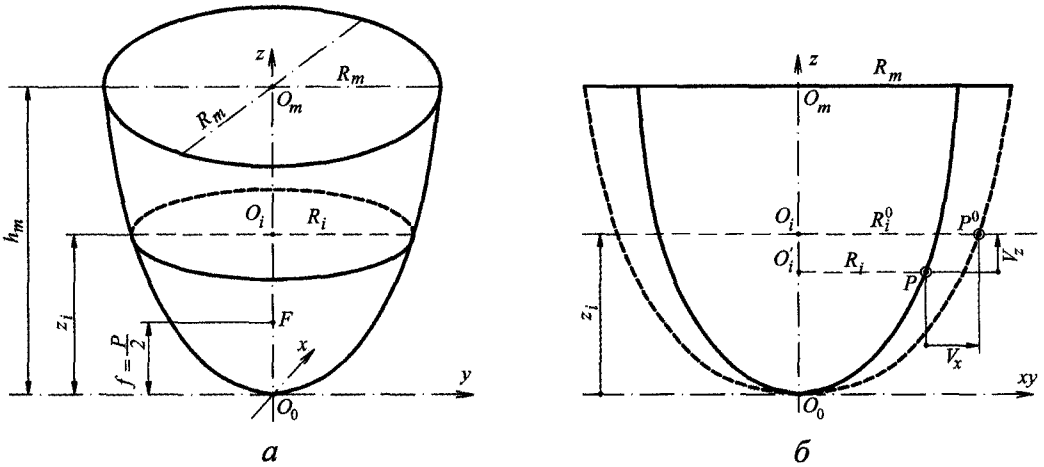


Рис. 11.3. Контроль форми поверхні колового параболоїда:
а – геометричні параметри; б – редуції точки поверхні

На початку зведення параболоїда розмічують центр O_0 та осі x і y . Розмічування контурних точок ведуть ярусно з радіусом контуру R_i , задаючи висоту z_i ярусу над вихідним пунктом O_0 . Якщо параболоїд формується з окремих монтажних блоків, наприклад, листових заготівок, тоді точність їх стикування вимагає відповідної точності забезпечення радіуса контуру як функції координат x_i, y_i його точок. Тому на основі формули (11.1) запишемо:

$$(xm_x)^2 + (ym_y)^2 = 4(fm_h)^2.$$

Для $m_x = m_y = m_{xy} / \sqrt{2}$ одержимо остаточно формулу допустимої похибки перенесення в натуру контурних точок ярусу:

$$m_{xy} = fm_h \sqrt{8} / R = m_h \sqrt{f/z},$$

де m_h – допустима похибка визначення висоти перерізу ярусу; R – його радіус.

З цієї формули виходить, що точність розмічування точок контуру має зростати із збільшенням висоти оболонки. Наприклад, якщо $R_m = 40$, $h_m = 25$, $f = 16$ м, $m_{xy} = 5$ мм, то $m_h = 4$ мм, тоді як на ярусному перерізі заввишки $z_i = 5$ м при його радіусі $R_i = 17,888$ м похибка $m_{xy} = 10$ мм.

Під час монтажу форма параболоїда перевіряється методом координування контрольних точок поверхні по горизонтальних перерізах (рис. 11.3, б) з довільної станції електронним тахеометром та отриманням центральних координат $P_i(x_i, y_i, z_i)$. Потім обчислюють фактичний радіус R_i перерізу в даній точці, поправку V_{R_i} і проектний радіус R_i^0 за формулами

$$R_i = \sqrt{x_i^2 + y_i^2}; \quad z_i = \sqrt{x_i^2 + y_i^2} / 4f; \quad V_{z_i} = z_j^0 - z_i; \quad V_{R_i} = 2\sqrt{fz_i^0} - R_i,$$

де z_j^0 – проектна позначка параболоїда.

За визначеною поправкою V_{z_i} спочатку зміщують точку P_i на заданий ярус, а потім оболонку віддаляють або наближають до осі на величину V_{R_i} . Правильність редуції контролюють електронним тахеометром. Зазначимо, що монтаж точного параболоїда необхідно проводити у похмуру погоду, щоб уникнути температурної деформації опорних конструкцій.

Якщо вісь параболоїда горизонтальна, наприклад, x , то в наведених вище формулах для редуції апліката замінюється абсцисою, а контрольні перерізи будуть вертикальними в площині yoz .

Під час контролю точності формування оболонки, наприклад, при виконавчому зніманні, можна користуватися довжиною параболі вертикальних перерізів оболонки (всі вони проходять через вісь z), опоясуючи оболонку знизу металеву рулеткою. Довжина параболі обчислюється за такою формулою:

$$L_i = x_i \sqrt{1 + (x_i/p)^2} + p \ln[(x_i/p) + \sqrt{1 + (x_i/p)^2}]; \quad p = R_m^2 / 2h_m,$$

де x_i – абсциса точки перерізу параболоїда площиною xoz .

Для параболоїда заввишки 16 м і радіусом 20 м верхнього перерізу параметр $p = 12,5$ м довжина кривої вертикального перерізу в точці P_i з координатами $x = 7$ м і $z = 1,96$ м дорівнює: $L_i = 8,023 + 6,678 = 14,701$ м. Довжину L_m параболі до верхнього перерізу визначають за величиною $x_i = R_m$.

Для довільної проектної точки $P_i(x_i, y_i)$ параболоїда із формули (11.1) визначають кути нахилу $v_x = \arctg(x/p)$ і $v_y = \arctg(y/p)$ дотичної до поверхні в цій точці у площинах, паралельних площинам координатних осей, загальний кут $v = \arctg \sqrt{\text{tg}^2 v_x + \text{tg}^2 v_y}$ і азимут $\alpha_v = \arctg(y/x)$ площини вертикального перерізу.

Параболоїди використовують в антенах тропосферного зв'язку та радіотелескопах (див. п. 11.6).

11.1.5. Однополий гіперboloїд обертання

Однополий гіперboloїд утворюється методом обертання гіперболи навколо вертикальної осі z (рис. 11.4) і описується рівнянням

$$\frac{x^2 + y^2}{R_0^2} - \frac{z^2}{c^2} = 1, \quad (11.2)$$

де x, y, z – координати будь-якої точки поверхні обертання; R_0 – радіус кола поперечного перерізу в початку координат O_0 ; c – геометричний параметр гіперболи, який при заданих радіусах R_1, R_2 і висотах h_1, h_2 відповідно нижньої і верхньої частин гіперboloїда при $R_1 > R_2$ і $h_1 > h_2$ визначається за формулою

$$c = h_1 / \sqrt{\left(\frac{R_1}{R_0}\right)^2 - 1}$$

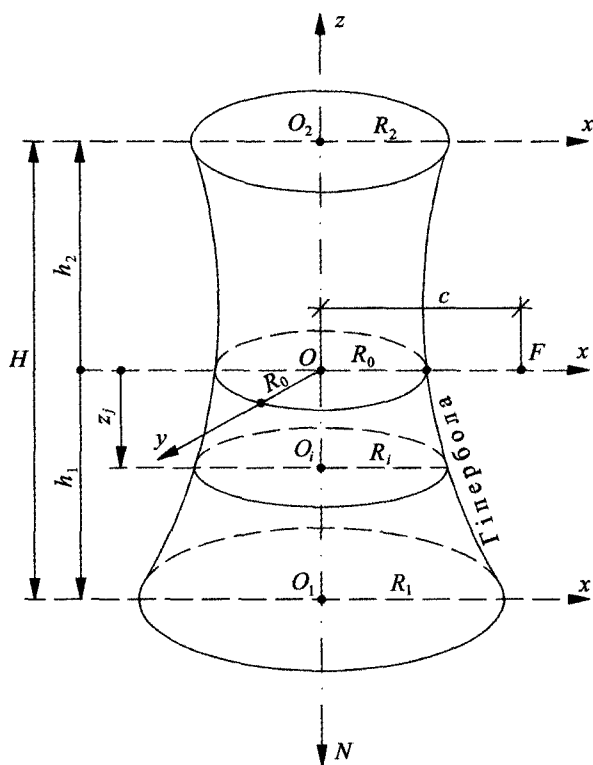


Рис. 11.4. Однополий гіперboloїд обертання

і береться однаковим для обох частин гіперboloїда. Відлік ашлікат ведуть від базового перерізу з найменшим радіусом R_0 . При $R_0 = 30$; $R_1 = 60$; $h_1 = 60$ м параметр $c = 34,641$ м і висота верхньої частини має бути $h_2 = 38,275$ м. Якщо задаються висоти h_1 і h_2 , то радіуси нижнього і верхнього перерізів визначаються за формулою

$$R_j = R_0 \sqrt{(h_j / c)^2 + 1}, \quad (11.3)$$

яку можна використати і для контролю обчислень ($j = 1, 2$).

Відношення $\varepsilon = c / R_0$ називається *ексцентриситетом гіперболи* (у практиці будівництва переважно беруть $\varepsilon \approx 2$). Тому, обравши значення ексцентриситету, визначаємо: $c = R_0 \varepsilon$. Чим більше c , тим менше вигнута поверхня гіперboloїда.

Кут нахилу дотичної до гіперболи у будь-якій точці $P_i(x_i, y_i, z_i)$ гіперboloїда визначається за формулою

$$\operatorname{tg} v_i = \left(\frac{c}{R_0} \right)^2 \frac{1}{z_i} \sqrt{x_i^2 + y_i^2},$$

яку можна використати для обчислення довжини гіперболи.

Згідно з формулою (11.2), похибка m_z позначки оболонки будь-якого ярусу як функція похибок планових координат становитиме:

$$m_z = \frac{c^2}{zR^2} \sqrt{(xm_x)^2 + (ym_y)^2} \approx \frac{c^2 m_{xy}}{zR^2 \sqrt{2}} \sqrt{x^2 + y^2},$$

де R – радіус поперечного перерізу оболонки на ярусі, зокрема для верхньої частини оболонки; m_x, m_y, m_{xy} – похибки визначення координат і положення контрольної точки оболонки; x, y, z – координати контрольних точок перерізу.

Звідси виходить, що під час будівництва контроль форми гіперboloїда доцільно здійснювати поярусно, тобто контролювати радіус $R_i = \sqrt{x_i^2 + y_i^2}$ як функцію координат будь-якої точки кільцевого контуру оболонки, при цьому для даного горизонту $z_i = \text{const}$ ($i = 1, 2, \dots, n$). Сумарна похибка m_z з урахуванням похибок нижньої і верхньої частин оболонки як функція формоутворення визначається за формулою

$$m_{h_1+h_2} = \frac{cm_{xy}}{\sqrt{2}} \sqrt{\left(\frac{R_1}{R_0 h_1} \right)^2 + \left(\frac{R_2}{R_0 h_2} \right)^2}.$$

Для вказаних вище розмірів гіперboloїда при $m_{xy} = 5$ мм сумарна похибка $m_{h_1+h_2} = 7$ мм, а це свідчить, що геометрія гіперboloїда малочутлива до похибок контролю радіуса.

Однополий гіперboloїд найбільше використовується у градирнях – спорудах теплових і атомних електростанцій для охолодження води та створення замкнутого циклу використання відпрацьованих водних ресурсів. Конструктивно градирня являє собою залізобетонну оболонку змінного перерізу, яка опирається по контуру на кільцевий фундамент. Внутрішнє облаштування конструкцій, які виконують роль розбризкувачів запомпованої наверх води під час її падіння, встановлюється на окремі стовпчикові фундаменти. Монтаж внутрішніх конструкцій (колон, балок, ригелів, легких металевих або дерев'яних щитів) виконують блоками.

Інженерно-геодезичне супроводження будівництва градирень включає такі основні види робіт:

1) Розмічування чотирьох основних і вісьмох допоміжних осей, які формують сектори завширшки 30° для створення контрольної зони фронтом до 25 м. Осі закріплюють надійними залізобетонними знаками, які розташовують по обидва боки від кільцевого фундаменту.

2) Поярусний контроль планово-висотного положення щитів рухомої (рідко переставної) опалубки по точках колової кривої, розташованих по контуру з інтервалом через 3–6 м. Особливо ретельно перевіряється просторове положення верхніх і нижніх контрольних марок щитової опалубки на вихідному (нульовому) ярусі, оскільки вони задають проектну форму оболонки, яку необхідно буде зберігати при послідовному поярусному контролі тільки верхніх контрольних марок, а положення нижніх фіксується технологічно в ході неперервного бетонування. Швидкість рухомої опалубки становить 0,3–0,5 м, що вимагає оперативного і безпомилкового виконання інженерно-геодезичних вимірів за допомогою електронного тахеометра. Прилад встановлюється на ярусних пунктах внутрішньої геодезичної мережі, яка створюється на базі вищевказаних осей і передається на робочий ярус методом вертикального проєціювання. Найпростіше вести контроль зі станції, розташованої на осі споруди.

Допустимі похибки вимірів обмежуються вимогами ДБН до точності формування залізобетонної оболонки і взаємного розміщення внутрішніх конструкцій. Для градирні заввишки до 100 м максимальні відхилення оболонки і внутрішніх колон від вертикалі не можуть перевищувати $1/1000$ висоти (не більше 50 мм). Оскільки контроль планово-висотного положення опалубки ведеться поярусно через 3 м, то при 33-х ярусах сумарна гранична похибка на одному ярусі може бути не більша ніж $50/\sqrt{33} = 8,7$ мм. Сюди входять граничні похибки таких процесів: побудови внутрішньої геодезичної мережі (3 мм), вертикального проєціювання (3 мм), координування контрольних марок (4 мм), фіксації (зміщення) опалубки (4 мм) і температурної деформації (5 мм).

При розташуванні тахеометра в центрі споруди на вертикальній осі доцільно контролювати планові координати контрольних точок опалубки, наприклад, проектну ординату:

$$y_j^0 = b\sqrt{1 + \frac{(z_j^0)^2}{c^2} - \frac{(x_j^0)^2}{a^2}},$$

де x_j^0, z_j^0 – проектні координати точок споруди на ярусі, заданому його аплікатою.

Якщо тахеометром, орієнтованим по осі абсцис, виміряти полярним способом фактичні координати x_{ji}, y_{ji}, z_{ji} контрольних точок, то за різницями

$$V_{x_{ji}} = x_j^0 - x_{ji}; \quad V_{y_{ji}} = y_j^0 - y_{ji}; \quad V_{z_{ji}} = z_j^0 - z_{ji}; \quad V_{R_{ji}} = \sqrt{V_{x_{ji}}^2 + V_{y_{ji}}^2}$$

точки зміщують у проектне положення. Інший спосіб зміщення опалубки у проектне положення – це визначення та відкладання різниці відстаней $S_{ji}^0 - S_{ji} = V_{R_{ji}}$ за допомогою лазерної рулетки від стабільної точки – маяка (рис. 11.5).

У ході експлуатації ведуться спостереження за осіданнями і кренами споруди. Іноді вдаються до вивчення змін геометрії споруди під впливом сонячного

нагрівання та вітрових навантажень [143]. В цій публікації деформації досліджувались по 22-х горизонтальних і 75-ти вертикальних перерізах градирні заввишки 116 м. За координатами контрольних точок для кожного горизонтального перерізу шляхом апроксимації за МНК спочатку визначалися середній радіус, а потім – величина і напрям зміщення центра перерізу відносно осі споруди і відхилення точок перерізу від апроксимованого кола. По вертикальних перерізах апроксимувалася лінія твірної гіперboloїда обертання.

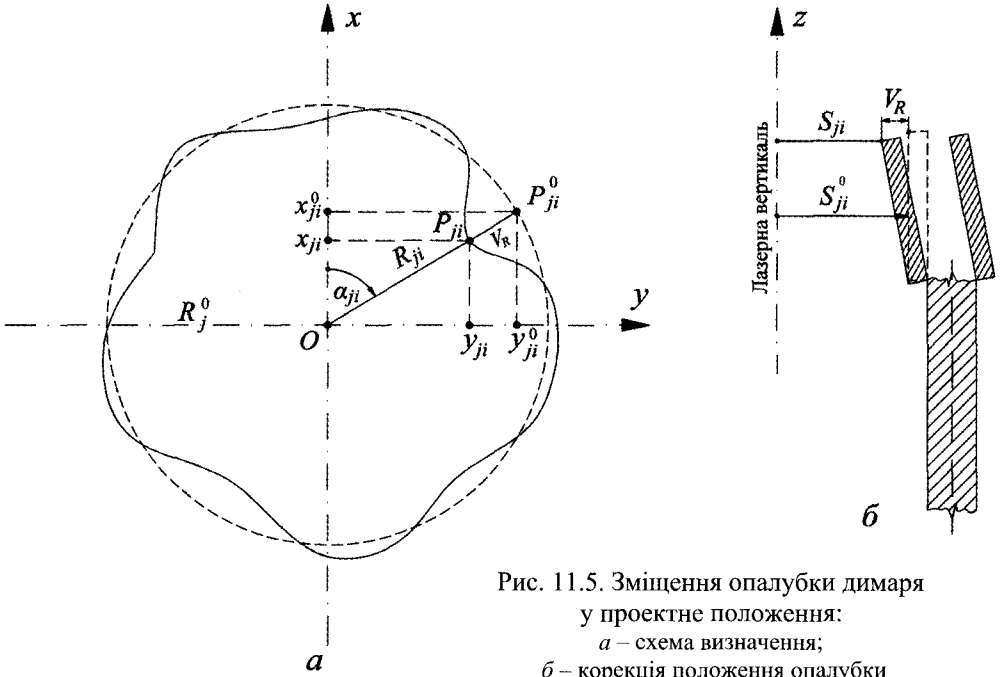


Рис. 11.5. Зміщення опалубки димаря у проектне положення:
 а – схема визначення;
 б – корекція положення опалубки

Загальне оцінювання геометрії споруди проведено способом апроксимації поверхні гіперboloїда з визначенням коефіцієнтів його рівняння і відхилень точок реальної поверхні від апроксимованої. Середнє відхилення контрольних точок відносно осі градирні становило 49 мм, лінії горизонтального перерізу 47 мм, твірної меридіонального перерізу 29 мм і апроксимованої поверхні 46 мм.

11.1.6. Лінійчастий однополий гіперboloїд обертання

Лінійчасті еліптичний чи коловий гіперboloїди геометрично не відрізняються від однополого гіперboloїда обертання. Але формування останнього відбувається особливим способом просторового розташування похилих прямолінійних твірних $P_1P_0P_2$ (рис. 11.6), які з'єднують між собою точки колових контурів перерізів – нижнього, середнього (базового) і верхнього із заданими радіусами відповідно R_1, R_0, R_2 та висотами h_1, h_2 відносно базового. Початок координат поміщено на вертикальній осі оболонки. Математично він описується одним і тим же рівнянням (11.2).

У будівництві використовується здебільшого *коловий гіперолоїд*. Тому пла-
нове положення будь-якої точки колового контуру кожного горизонтального
перерізу визначається умовним азимутом α_j і радіусом R_j ($j = 0, 1, 2$). Оскільки
просторовій прямій P_1P_2 (рис. 11.7) надається конструктивний кут ν нахилу до го-
ризонту, то це вимагає добору радіусів і висот нижнього і верхнього перерізів за
умовою:

$$h_1\sqrt{R_2^2 - R_0^2} = h_2\sqrt{R_1^2 - R_0^2}$$

або тільки радіуса основного перерізу:

$$R_0 = [(h_1R_2)^2 - (h_2R_1)^2] / (h_1^2 - h_2^2).$$

Кут нахилу твірної $\nu = \text{arctg} \frac{h_1 + h_2}{d_1 + d_2}$, а горизонтальні прокладення:

$$d_1 = \sqrt{R_1^2 - R_0^2}; \quad d_2 = \sqrt{R_2^2 - R_0^2}; \quad d_j = \sqrt{R_j^2 - R_0^2}; \quad j = 1, 2. \quad (11.4)$$

Умовні азимуті напрямів відкладання радіуса на контурну точку визначають
з виразів

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \alpha_0 - \varphi_1 + 90^\circ; \quad \varphi_1 = \arcsin(R_0 / R_1); \\ \alpha_2 &= \alpha_0 + \varphi_2 - 90^\circ; \quad \varphi_2 = \arcsin(R_0 / R_2); \\ \alpha_j &= \alpha_0 + \varphi_j - 90^\circ; \quad \varphi_j = \arcsin(R_0 / R_j). \end{aligned} \quad (11.5)$$

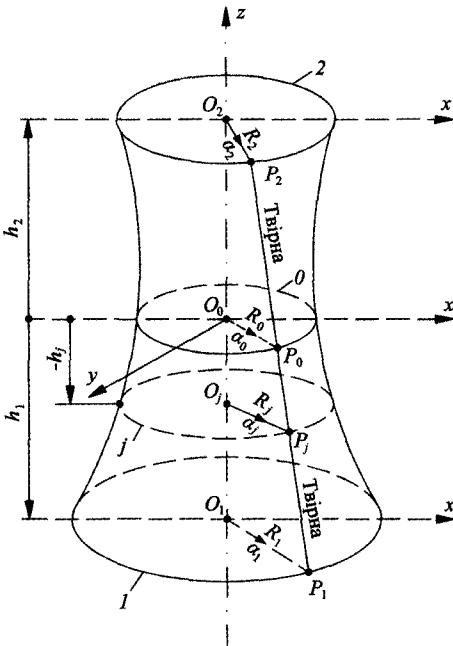


Рис. 11.6. Лінійчастий однополий гіперолоїд

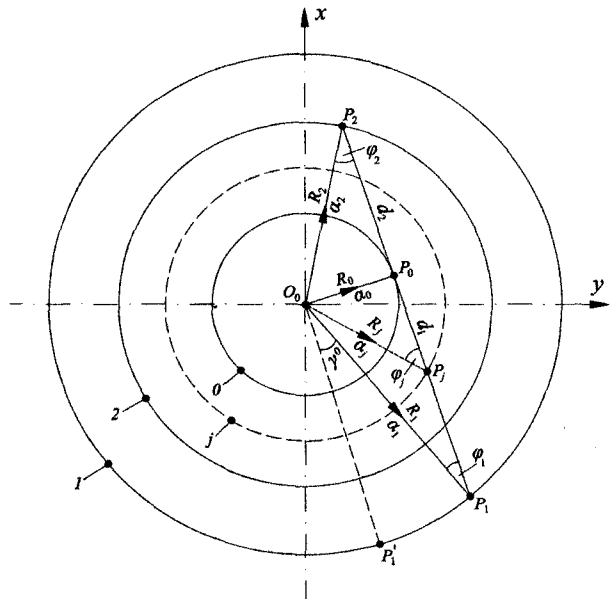


Рис. 11.7. До розрахунку координат твірних лінійчастого колового гіперолоїда

Планові координати контурних точок нижнього і верхнього перерізів визначаються двічі за формулами

$$\begin{aligned}x_j &= R_i \cos \alpha_j = R_0 \cos \alpha_0 \pm d_i \sin \alpha_0; \\y_j &= R_j \sin \alpha_j = R_0 \sin \alpha_0 \mp d_j \cos \alpha_0.\end{aligned}\tag{11.6}$$

Нижні знаки беруться для точок нижнього перерізу, а верхні – для верхнього. Позначки перерізів визначаються за відкорегованими висотами відносно базового, взятого за початок відліку просторових координат: нижнього – зі знаком “мінус” і верхнього – зі знаком “плюс”.

Завдяки прямолінійності твірних кожна з них розмічується точками P_j , розташованими на радіусі-векторі $O_j P_j$, за допомогою заданого стандартного кута γ_0 , який відкладається від ліній $O_1 P_1$, $O_0 P_0$, $O_2 P_2$ на трьох ярусах. Дирекційні кути ліній $O_j P_j$ ($j = 1, 2, 3, \dots, m$) обчислюють за формулою

$$d_{1k} = d_1 + t\gamma_0; \quad d_{0k} = d_0 + t\gamma_0; \quad d_{2k} = d_2 + t\gamma_0,$$

де t – номер контурної точки твірної гіперболоїда ($t = 1, 2, 3, \dots, k$); k – кількість рівновіддалених точок твірних на кожному ярусі.

Основні технологічні засади геодезичного забезпечення зведення колового гіперболоїда викладено в п. 11.1.5.

11.1.7. Гіперболічний параболоїд

Гіперболічно-параболічні оболонки використовуються переважно для будівництва виставкових приміщень, легких промислових і тимчасових споруд з несним каркасом і тентовим покриттям. Оболонка гіперболічного параболоїда не є поверхнею обертання і описується рівнянням

$$z = \frac{x^2}{2p_x} - \frac{y^2}{2p_y},\tag{11.7}$$

де $p_x > 0$; $p_y > 0$ – параметри парабол головних (вертикальних) перерізів, що проходять відповідно по осях абсцис і ординат через вершину споруди O (рис. 11.8).

Оскільки цю вершину прийнято за початок координат, то параболи головних перерізів передаються такими залежностями:

$$x^2 = 2p_x z; \quad y^2 = -2p_y z.$$

Ці параболи повернуті вгнутістю відповідно вгору і вниз. Тому в другій формулі висотам z надається знак “мінус”.

Основні розміри споруди встановлюються у такій послідовності:

1) задається висота $z = -h_0$ параболічного перерізу в площині yoz у початку координат (для $x = 0$; $z = 0$);

2) визначаються висоти $h_{0i} = h_0 + x_i^2 / 2p_x$ параболічних перерізів уздовж осі абсцис (для $y = 0$);

3) обчислюється ордината основи (половини ширини) споруди за формулою $y_0 = \sqrt{2p_y h_0}$ та ординати основи інших перерізів споруди з виразу $y_{0i} = \sqrt{2p_y h_{0i}}$.

Лінії перерізу оболонки горизонтальними площинами, паралельними площині xOy , мають форму гіпербол, зокрема і на нульовій позначці, де визначається опорний контур споруди, описуються перетвореним рівнянням (11.7), тобто

$$y_{ji} = \sqrt{2p_y \left(\frac{x_j^2}{2p_x} - z_i \right)},$$

де x_j – абсциса перерізу оболонки площинами, перпендикулярними до осі абсцис ($j = 1, 2, \dots, m$), z_i – висота площини горизонтального перерізу відносно вершини O (якщо вище, то $z_i > 0$, а якщо нижче, то $z_i < 0$) ($i = 1, 2, \dots, n$); m, n – кількість вертикальних і горизонтальних перерізів оболонки). Зауважимо, що $y_{ji} \leq y_{0i}$.

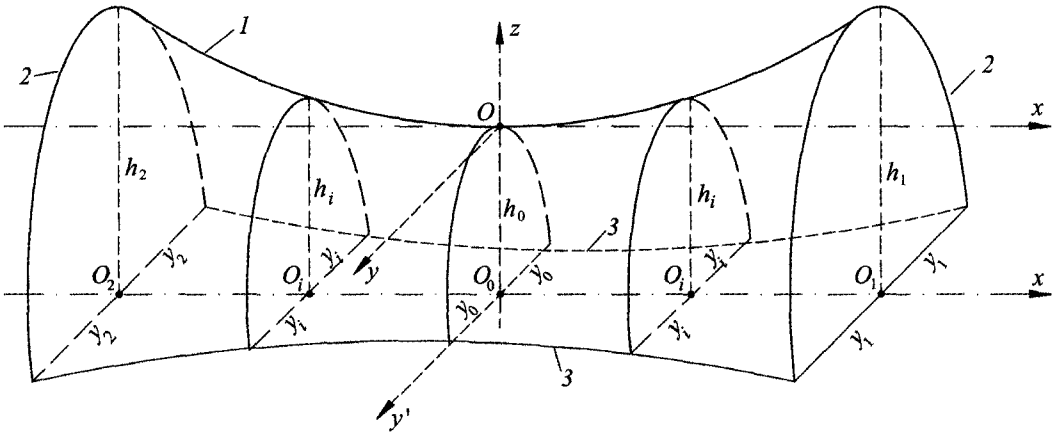


Рис. 11.8. Оболонка гіперболічного параболоїда:
1, 2 – параболі; 3 – гіпербола

Геодезичне забезпечення зведення оболонки включає такі основні процеси:

- 1) Розмічування центральної точки O_0 оболонки та осей x_0 і y_0 на нульовому ярусі;
- 2) Розмічування поздовжнього контуру (гіпербол) за ординатами y_i в характерних перерізах споруди;
- 3) Геодезичний контроль збирання поперечних параболічних каркасів оболонки на стапелі, їх монтаж та з'єднання між собою поздовжніми поясами;
- 4) Виконавче знімання нижнього контуру споруди та контроль форми верхнього (параболічного) профілю;
- 5) Суцільний або вибірковий контроль якості поверхні оболонки за допомогою лазерного сканерного або безрефлекторного тахеометра.

Розмічування точок гіпербол відбувається поярусно відкладанням абсцис x та ординат y з використанням способу прямокутних або полярних координат і

закріпленням точок на конструкціях каркасу. Похибки координат при розмічуванні контрольних точок визначаються за формулами

$$m_x = \frac{p_x}{x} m_z; \quad m_y = \frac{p_y}{y} m_z,$$

де m_z – похибка позначки точки поверхні оболонки, яка для металевих каркасів становить 5-10 мм. З огляду на геометричні розміри оболонок величини параметрів і координат такі, що $p_x > p_y$ і $x > y$. Тому можна вважати, що точки поперечних перерізів необхідно розмічувати точніше, ніж поздовжніх ($m_y = 2-5$ і $m_x = 7-12$ мм).

11.1.8. Катеноїд

Катеноїд – це поверхня обертання ланцюгової лінії навколо осі z її симетрії (рис. 11.9), яка дуже близька до параболоїда, але відрізняється від нього тим, що площа будь-якої частини катеноїда в межах заданого контуру найменша серед інших поверхонь. Тому такі економічні поверхні дедалі більше використовуються для будівництва підвісних покриттів у спортивних спорудах, конференц-залах тощо. Несними конструкціями служать ванти або металеві стрічки, які анкеруються на горизонтальному або похилому опорному контурі.

Форма і розміри катеноїда залежать від розміру опорного контуру, довжини ланцюгової лінії та її провисання. Для горизонтального опорного контуру еліптичної форми з півосями a і b середній радіус $R = \sqrt{ab}$, який вказується в проекті еліптичного або колового катеноїда. Стрілка прогину f вибирається конструктивно в межах $(0,10-0,12)R$.

Ланцюгова лінія, яка визначає форму колового катеноїда, описується рівнянням

$$z = p \left(\frac{e^{r/p} + e^{-r/p}}{2} - 1 \right) = p \left(ch \frac{r}{p} - 1 \right); \quad r = \sqrt{x^2 + y^2},$$

де $p = R^2 / 4h_m$ – параметр (відстань O_0O' від початку координат до найнижчої точки катеноїда); h_m – висота катеноїда; x, y, z – просторові прямокутні координати контрольної точки горизонтального перерізу (робочого ярусу) поверхні; r – радіус перерізу; ch – функція гіперболічного косинуса.

У процесі контролю геометрії катеноїда визначають фактичні просторові координати x, y, z точок поверхні й при умові, що $x^0 = x$, обчислюють горизонтальну і вертикальну складові редукції:

$$V_r = r^0 - r = \sqrt{\left(1 - \frac{b^2}{a^2}\right)x^2 + b^2} - \sqrt{x^2 + y^2}; \quad V_z = z^0 - z, \quad (11.8)$$

де x^0, y^0, z^0 – проектні координати точки поверхні для даного перерізу.

Напрямок зміщення контрольної точки до проектної поверхні визначає знак редукції: якщо “плюс”, то від центра оболонки, а якщо “мінус” – до центра.

Формули (11.8) придатні як для контролю колового катеноїда, коли $a = b = R^0$, так і для катеноїда з похилим контуром з перевищенням Δh_m і загальним ухилом u_{xy} .

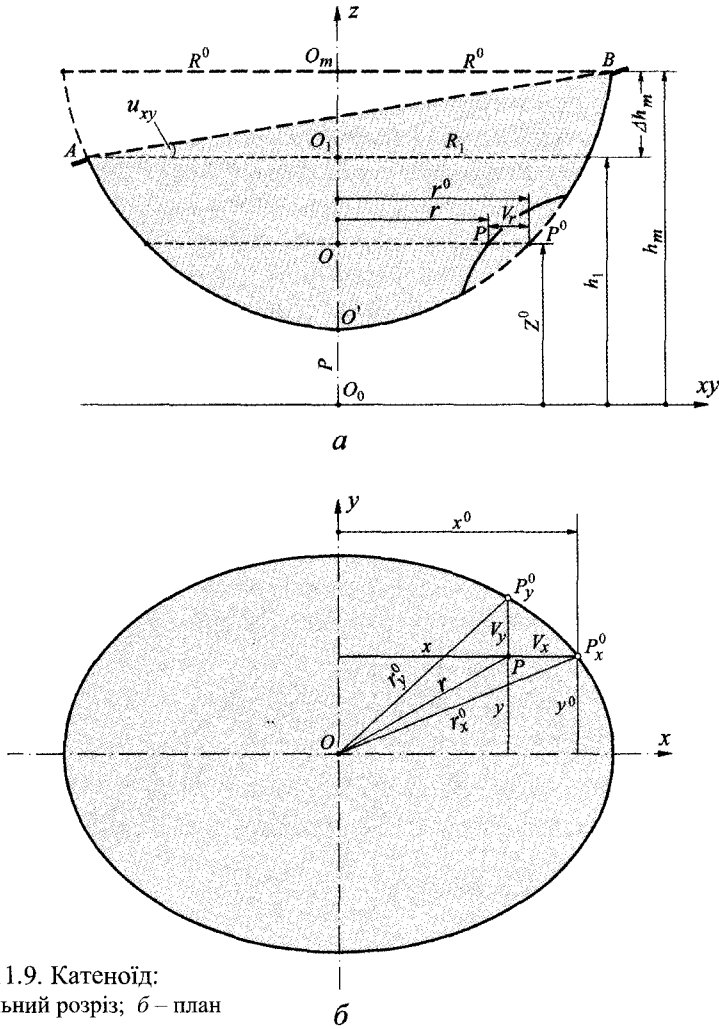


Рис. 11.9. Катеноїд:
а – вертикальний розріз; б – план

Довжина дуги l катеноїда від найнижчої точки ланцюгової лінії до даної (проміжної) точки поверхні визначається за формулою

$$l = p \operatorname{tg} v \sqrt{(z^0)^2 - p^2}; \quad \operatorname{tg} v = \frac{1}{2} (e^{x/p} - e^{-x/p}),$$

де v – кут нахилу дотичної до ланцюгової лінії в площині xz (в еліптичному катеноїді такий кут у площині yz визначається за ординатою y). Якщо $z^0 = h_m$, то довжина дуги сягає опорного контуру.

Для оцінювання якості зведення поверхні катеноїда доцільно визначити координати фіксованих точок, апроксимувати реальну поверхню та порівняти її з проектною (див. гл. 13).

11.2. Геодезичне забезпечення будівництва НБК об'єкта "Укриття" ЧАЕС

11.2.1. Основні відомості

Досвідом експлуатації об'єкта "Укриття" ЧАЕС упродовж більш як 25-ти років підтверджено думку вчених про нагальну потребу будівництва над ним нового безпечного конфайнмента (НБК), або "Саркофага-2", для зменшення викидів радіоактивних речовин у зовнішнє середовище та перетворення його в екологічно безпечну систему.

Для будівництва НБК найефективнішою виявилася конструкція металевої колової арки (рис. 11.10) як плоскої системи із змінним поперечним перерізом (відношення висоти середнього перерізу до довжини прольоту становить 1/12). Прогін арки $B = 257,12$ м, висота $h_m = 96,94$ м, радіус оболонки $R \approx 139,36$ м. Висота поперечного перерізу арки змінюватиметься від 3 м у її нижній частині до 12 м – у верхній, тобто середня висота перерізу арки буде близько 8 м, відстань між поясами арки в осях становить 12 м. Пояси арки формуються із труб діаметром 300-900 мм і товщиною стінки 12-50 мм. Арка проектується на 100 років експлуатації з мінімальним обслуговуванням. За своїми значними розмірами і масою (до 20 тис. т), способом зведення збоку від об'єкта "Укриття" і наступним насуванням на штатне місце арка стає в ряд визначних споруд світу, яка проектується і будується з участю міжнародних проектних, будівельних та монтажних організацій.

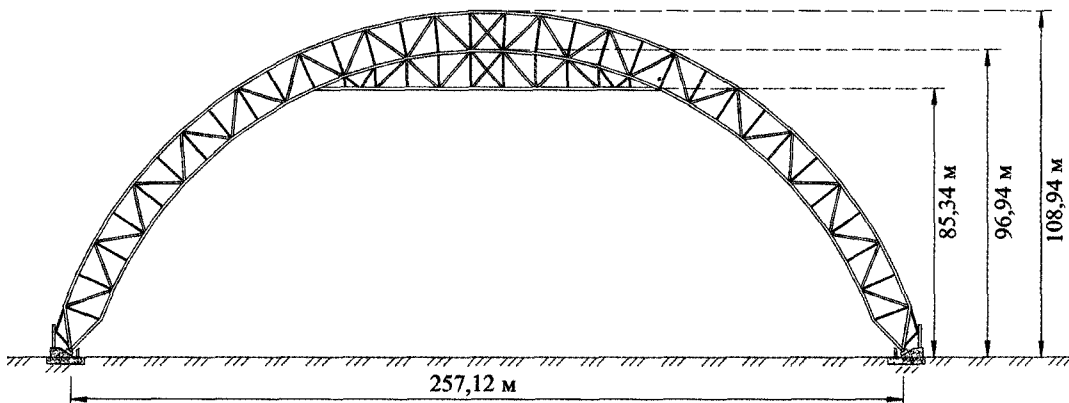


Рис. 11.10. Схема конструкції колової арки НБК

Будівельно-механічними розрахунками встановлено високу деформативність арки, особливо вертикальної складової (в ключі): від власної маси – 42 мм, маси крану – 50 мм, екстремального вітрового навантаження – 45 мм (при горизонтальній складовій до 60 мм) і снігового – 17 мм та змін температури – 99 мм узимку і 77 мм улітку, тобто в діапазоні до 176 мм.

Деформативність арки може викликати непрямолінійність та негоризонтальність їздових колій мостового крану, призначеного для виймання з реактора решток палива, перекося різного знака в сусідніх поперечних перерізах арки, які можуть впливати на точність роботи як самого крану, так і пов'язаного з ним робототех-

нічного обладнання. Тому проблема врахування деформативності арки, особливо температурної деформації, в процесі виготовлення її окремих сегментів, збирання в єдину конструкцію і насування на штатне місце потребувало ретельного дослідження [33]. Для якісного монтажу арки необхідно підготувати монтажні стенди з точним розмічуванням контрольних баз, враховувати умови монтажу. Все це вимагає чіткої організації геодезичного контролю будівельно-монтажних робіт на всіх етапах зведення об'єкта, починаючи від збирання окремих монтажних блоків арки, їх з'єднання в єдину конструкцію, насування на штатне місце і закінчуючи спостереженнями за деформаціями арки у процесі її зведення та експлуатації.

11.2.2. Визначення параметрів і точності формоутворення арки

На рис. 11.11 показано геометричну схему колової арки з центром O_0 і радіусом R (діаметр кола $D = A_0B_0 = 2R$). Опори арки розташовані у пунктах A і B на рівні підлоги об'єкта "Укриття". Середня точка (ключ) арки C розміщена відносно опор арки на висоті h_m .

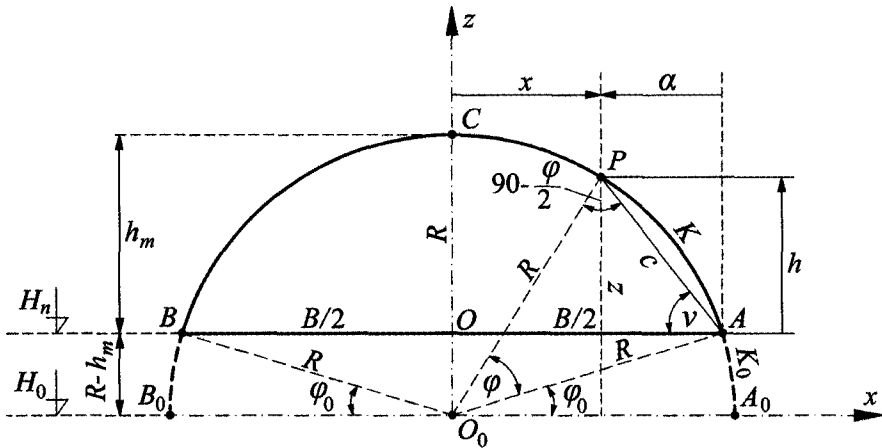


Рис. 11.11. Геометричні параметри колової арки

Під час проектування арок задають, як правило, базу B опирання арки на фундамент та її висоту h_m відносно верхнього обрізу фундаменту. Тоді радіус і довжину арки визначають за формулами

$$R = \frac{B^2}{8h_m} + \frac{h_m}{2}; \quad L = \frac{\pi R \omega}{180^\circ} = \frac{R}{M}; \quad \omega = 2 \arccos \left(1 - \frac{h_m}{R} \right), \quad (11.9)$$

де $\pi = 3,1415926$; $M = 180^\circ / \pi \omega$ – множник.

Висотне положення основи арки відносно центра O з позначкою визначають з виразу

$$H_0 = H_n - (R - h_m),$$

де H_n – проектна позначка основи арки.

Для розрахунку точності зведення колової арки візьмемо рівняння циліндра, орієнтованого своєю віссю уздовж осі ординат геодезичної мережі об'єкта "Укриття" у відповідності з генпланом будівництва, а саме:

$$x^2 + z^2 = R^2,$$

де x, z – умовні абсциса й апліката представницької точки P арки відносно центра O_0 перерізу циліндра.

Похибка формоутворення оболонки арки передається зміною її радіуса під впливом похибок перенесення в натуру абсцис і аплікат:

$$\left(\frac{x}{R} m_x\right)^2 + \left(\frac{z}{R} m_z\right)^2 = (\cos v m_x)^2 + (\sin v m_y)^2 = m_R^2,$$

де m_x, m_z, m_R – відповідно похибки абсцис, аплікат і радіуса; $v = \varphi_0 + \varphi$ – кут нахилу радіуса-вектора точки P арки до горизонту.

Центральні координати x і z точки P арки можна передати залежностями

$$x = R \cos(\varphi_0 + \varphi); \quad z = R \sin(\varphi_0 + \varphi); \quad \varphi_0 = \arcsin\left(1 - \frac{h_m}{R}\right); \quad \varphi = \frac{k \cdot 180^\circ}{\pi R},$$

де φ – центральний кут у точці O_0 , який стягується дугою k арки – віддаленням точки P від основи арки (точок A або B установлення її на фундаменті, в які доцільно перенести і початок відліку координат точок обох віток арки).

Якщо a і h – прямокутні координати точки P , які передаються залежностями

$$a = 2R \sin \frac{\varphi}{2} \sin\left(\varphi_0 + \frac{\varphi}{2}\right); \quad h = 2R \sin \frac{\varphi}{2} \cos\left(\varphi_0 + \frac{\varphi}{2}\right),$$

то центральні координати x та z знаходять з виразів

$$x = \frac{B}{2} - 2R \sin \frac{\varphi}{2} \sin\left(\varphi_0 + \frac{\varphi}{2}\right); \quad z = R - h_m + 2R \sin \frac{\varphi}{2} \cos\left(\varphi_0 + \frac{\varphi}{2}\right).$$

Продиференціювавши ці формули за змінними B і φ (із врахуванням залежності кута φ від довжини елемента арки, тобто коли $d\varphi = dk/R$) та замінивши диференціали похибками m_x і m_z , після перетворень одержимо похибку радіуса арки:

$$m_R = \sqrt{\left(\cos \varphi_0 - \frac{a}{R}\right)^2 \frac{m_B^2}{4} + \left[\left(\cos \varphi_0 - \frac{a}{R}\right) \sin(\varphi_0 + \varphi) + \left(\sin \varphi_0 - \frac{h}{R}\right) \cos(\varphi_0 + \varphi)\right]^2 m_k^2},$$

де m_B – похибка взаємного положення шарніра арки на фундаменті; m_k – похибка виготовлення дуги арки. Останній член формули враховує кореляційний зв'язок між похибками x і z при максимальному коефіцієнті кореляції між ними $r = -1$. Ця формула є загальною і може застосовуватися для будь-якого розташування точок колової арки.

Оскільки величина m_B є похибкою вихідних даних і практично завжди менша від похибок основних робочих процесів (виготовлення блоків арки і геодезичного контролю їх установлення в проектне положення), то можна прийняти:

$$m_R = F \cdot m_k; F = \left(\cos \varphi_0 - \frac{a}{R} \right) \sin(\varphi_0 + \varphi) + \left(\sin \varphi_0 - \frac{h}{R} \right) \cos(\varphi_0 + \varphi),$$

де F – геометричний фактор арки.

При заданих геометричних параметрах арки похибки формоутворення (зміни радіуса) будуть: на фундаменті $m_R = 0,70m_k$, в середній точці $m_R = 0,35m_k$ і у вершині $m_R = 0$. Діаграму розподілу максимальних похибок монтажу арки наведено на рис. 11.12, звідки виходить, що найбільшу похибку форми арки слід очікувати в нижній частині арки, тобто там, де відбувається зміна знака її згинальних моментів.

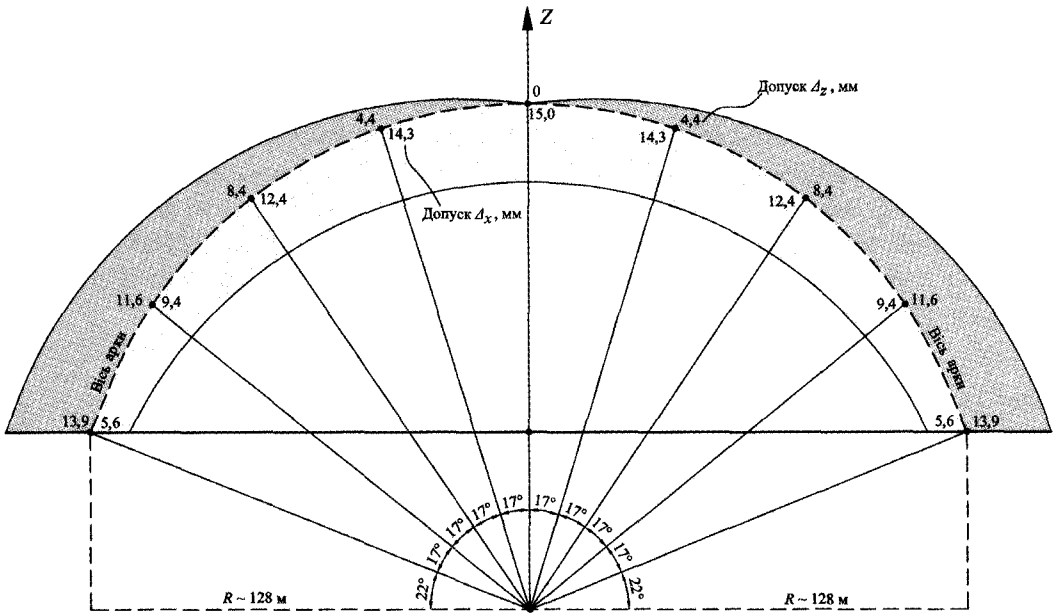


Рис. 11.12. Діаграма розподілу гранично-допустимих похибок арки по осі абсцис і аплікат

Геодезичний контроль установлення секцій арки на штатне місце виконують тахеометром з проміжних робочих пунктів осі арки, тобто з її середини. В окремих випадках можна скористатися опорними пунктами геодезичної мережі об'єкта, але це створює труднощі в його огляді й комунікації персоналу. Проте цей спосіб дуже ефективний при спостереженнях за деформаційними процесами арки.

11.2.3. Температурна деформація арки

Для визначення температурної деформації арки взято перетворену формулу (11.9), тобто

$$h_m = \frac{L}{M} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{BM}{2L} \right)^2} \right\} \approx 0,263587L.$$

Зміна Δh_m висоти арки від зміни ΔL її довжини визначається за формулою

$$\Delta h_m \approx 0,263\Delta L \approx \tau L \Delta t,$$

де τ – коефіцієнт температурного розширення матеріалу арки (для сталі $\tau = 12 \cdot 10^{-6}$); Δt – зміна температури.

Обчислені значення зміни Δh_m наведено у табл. 11.1.

Таблиця 11.1

Зміна висоти арки Δh_{m_t} від зміни температури Δt ($L \approx 331$ м).

$\Delta t, ^\circ\text{C}$	1	5	10	20	30	40	50
$\Delta h_t, \text{мм}$	1,1	5,6	11,3	22,6	33,9	45,2	56,6

Зауважимо, що всі ці зміни відбуватимуться в ключі арки, тобто в найвищому її місці (на позначці $h_t = +109$ м). У процесі формування конструкції арки при максимальній різниці сезонних температур до 50°C одностороннє лінійне розширення збирального стапеля і арки може сягнути 160 мм. Це зобов'язує як до належного конструктивного оформлення самого стенду так і до розмічування осей і монтажних маяків на суцільних металевих стапелях, аби привести їх до однієї температури, наприклад, до 15°C .

11.2.4. Точність розмічування і виготовлення арки

Точність монтажу блоків і секцій арки залежить від похибок розмічування осей та висотного положення фундаментів арки і від похибок виготовлення конструкцій. Задачу якісного збирання блоків арки в єдину систему доцільно звести до контролю параметрів окремих блоків і секцій довжиною відповідно 12 і 36 м. Тоді їх кількість становитиме відповідно 30 і 10. Якщо взяти величину m_{k_1} як похибку довжини одного блока, то похибка довжини секції арки буде:

$$m_c = m_{k_1} \sqrt{N},$$

де N – кількість секцій арки. Стрілка прогину таких блоків і секцій сягатиме відповідно 0,12 і 0,60 м.

Точність виготовлення будівельних конструкцій регламентується чинними державними стандартами. Згідно з ДСТУ-Н Б В.1.3 [78] при виготовленні конструкції завдовжки 12 м за 2-м класом точності допуск (гранична похибка) довжини становить 4 мм, а гранична відносна похибка довжини блока – $1/3\,000$. Тоді відносна гранична похибка довжини секції із трьох блоків становитиме $1/5\,200$, а одної вітки арки від опори до ключа завдовжки 180 м – $1/11\,600$, що в абсолютній мірі відповідає 16 мм. Якщо таку ж похибку буде допущено при виготовленні другої вітки арки, то гранична похибка довжини всієї арки може сягнути 23 мм. Внаслідок цього висота арки (стрілка прогину) може змінитися на величину $\pm 5,6$ мм. Навіть при виникненні подібної похибки в сусідньому блоці арки неспіввісність отворів для болтового з'єднання блоків не перевищуватиме 8 мм, що дуже мало порівняно із впливом температурної деформації, на яку потрібно звертати особливу увагу при виготовленні конструкцій. Вихід із цього становища – виготов-

лення конструкцій арки на заводі з контрольним збиранням блоків і секцій арки, їх демонтажем і транспортуванням на майданчик, де повторюється процес збирання секцій і завершується їх встановленням у проектне положення.

Розмічування осей на стендах і стапелях треба виконувати з граничними похибками відповідно не більше ніж $1/10\ 000$ і $1/30\ 000$, а висотний контроль – 2 і 3 мм.

У ході монтажу і періодично при експлуатації стенда контролюється висотне положення (осідання) фундаментів стендів і стапеля, горизонтальність столів, вертикальність конструкцій і просторове положення опорних маяків стапеля.

Інженерно-геодезичний супровід монтажу арки зводиться до контролю розмірів і форми восьми блоків кожної секції в процесі її збирання і виведення на проектний рівень за допомогою підйомних веж з гідродомкратами. Контроль буде вестися електронним тахеометром способом координування центрів отворів болтових з'єднань блоків та катафотових марок, укріплених на осі верхнього трубчатого поясу не менше ніж у 8-ми точках секції арки. Граничні похибки розмірів блоків і секцій не повинні перевищувати $1/10\ 000$ і $1/50\ 000$, а висотного положення – 3 і 5 мм. До початку та в процесі насування всієї арки на штатне місце контролюється прямолінійність і горизонтальність напрямних балок, а також не допускається утворення перекосів.

11.2.5. Головна планова і висотна геодезична мережа НБК

У ході аналізу геометрії арки встановлено, що взаємне положення осей фундаментів арки можна розмічувати з похибкою до 4 мм, а висотного – до 5 мм, що вимагає побудови планової мережі з відносною похибкою $1:150\ 000$ - $1:200\ 000$, а нівелірної мережі – II класу. Тому для реалізації проекту будівництва НБК запропоновано будівельну сітку з 11-ти пунктів, з яких 8 розташовано попарно ліворуч і праворуч від об'єкта “Укриття” і прилеглої до нього території, відведеної для підготовки будівельно-монтажного виробництва (стенди, стапелі, кранове обладнання), а три – на осі арки. Сторони мережі паралельні осям споруди, а значення їх довжини коливаються від 140 до 300 м і вибрані з врахуванням розмірів об'єкта “Укриття” і монтажної зони. Планово-висотні знаки закріплюються на пілонах з примусовим центруванням приладів та репером на боковій грані.

Скп взаємного положення сусідніх пунктів мережі, згідно з розрахунками для забезпечення точності виготовлення арки, її монтажу і насування на штатне місце по фундаментних напрямних, прийнято однаковими –1 мм у плані та по висоті. При середній довжині сторони мережі відносні скп взаємного положення пунктів мережі у плані не повинні перевищувати $1:200\ 000$, а пунктів висотної мережі – 1 мм. Така точність забезпечується методом триангуляції з використанням високоточних електронних тахеометрів типу TC 1800 Leica, а по висоті – прецизійним геометричним нівелюванням (цифрові нівеліри типу Na 3002 Leica і DINI 12 Zeiss).

Одночасно передбачено організацію періодичних спостережень за осіданнями та горизонтальними зміщеннями арки та її фундаментів у процесі їх зведення, перед і після насування арки, у початковий період експлуатації. Частота геодезичних спостережень встановлюється в залежності від прогнозованої швидкості осідання конструкцій. Крім того, вимірювання повинні виконуватися після будь-якої аварії або небезпечного природного явища.

Для контролю форми в процесі експлуатації арки на її поверхні будуть укріплені на вертикальних трубчастих стояках трипельпризми кругового огляду, розташовані на трьох рівнях споруди (гребінь та посередині двох віток), а також закладено контрольні репери на фундаментах напрямних у зоні розташування опор.

З огляду на унікальність самої споруди як статично нестійкої на різних висотах, її розміри, умови зведення, екологічну безпеку, які не відображені у нормативних документах, допустимі похибки вимірювань деформаційних горизонтальних і вертикальних зміщень диференційовано залежно від висоти розміщення контрольних марок, наприклад, відповідно 2 та 1 мм до висоти 30 м, 4 і 2 мм – до 60 м та 10 і 5 мм – вище. Вимірювання виконуватимуться дистанційно способом лінійно-кутових засічок на частину контрольних марок, закріплених трипельпризмами кругового огляду типу GRZ4-360° Leica і катафотовими марками на клейовій основі (східний і західний фронтони).

У місцях особливого нагляду доцільно встановити GPS-антени для періодичної передачі даних на комп'ютер служби експлуатації об'єкта.

11.3. Геодезичні вимірювання при монтажі резервуарів

Резервуари для зберігання нафтопродуктів (нафта, бензин, кислота, газ) мають циліндричну або сферичну форму місткістю до 20 тис. м³. Перші переважно збирають із рулонних сталевих листів, а другі – з угнутих горизонтальних смуг або вертикальних сферичних шкаралуп. Радіус і висота циліндричних резервуарів сягає 20 м, а радіус сферичних становить від 6 до 10 м. Циліндричні резервуари встановлюють зазвичай на масивний плитний фундамент, а сферичні – на стовпчастий.

Геодезичне забезпечення монтажу **циліндричних резервуарів** включає розмічування осей, підготовку основи, монтаж днища, установлення центрального стояка, монтаж оболонки корпусу. Це вимагає виконання інженерно-геодезичних вимірювань для контролю розмірів і форми резервуара з похибкою до 1:10 000. Об'єм резервуара V та його відносна похибка m_V / V визначаються за формулами

$$V = \pi R^2 h; \quad \frac{m_V}{V} = \sqrt{\left(\frac{m_R}{R}\right)^2 + \left(\frac{m_h}{h}\right)^2},$$

де R, h – радіус і висота циліндра. Якщо $m_R \approx m_h \approx 10$ мм, то при $R \approx h \approx 20$ м величина $m_V / V \approx 1/1500$ або 0,07 %, що при $V = 25\,000$ м³ становитиме понад 18 м³.

Головні взаємно перпендикулярні осі A_1A_2 і B_1B_2 проходять через центр резервуара і повинні бути закріплені на відстані не менше подвійної його висоти. Крім того, виносять і закріплюють в натурі вісь C_1C_2 перехідного мостика, яка проходить через центр шахтних сходів, вісь D вертикального стику стінок оболонки і вісь E впускного і випускного патрубків (рис. 11.13).

Розмічування розпочинають з центра O резервуара з головними проектними осями A_1A_2 і B_1B_2 , до яких прив'язують допоміжні осі C_1C_2, D, E . Для закріплення цих осей використовують залізобетонні моноліти або забетоновані труби на глибину 1,2-1,3 м. Відстань від центра резервуара до геодезичних знаків необхідно вимірювати з похибкою не більше 1:10 000, а кути між осями – до 10" (теодоліт типу Т5).

Контроль підготовки основи резервуара і укладання днища передбачає влаштування отвору для випускного патрубку та нівелювання контуру днища для надання йому ухилу (близько 2 %) до випускного патрубка. Оскільки днища монтують із монтажних листових заготовок, які виготовляють на заводах, то для їх укладання на радіальній осі закріплюють керном монтажні маяки з розфарбуванням. Після перевірки стикування заготовок здійснюють контрольне нівелювання для забезпечення вказаного вище ухилу, а наприкінці – виконавче знімання плану і нівелювання днища у контрольних точках, розташованих через 2-4 м на радіальних лініях. Ці лінії розмічують, як правило, через 15°.

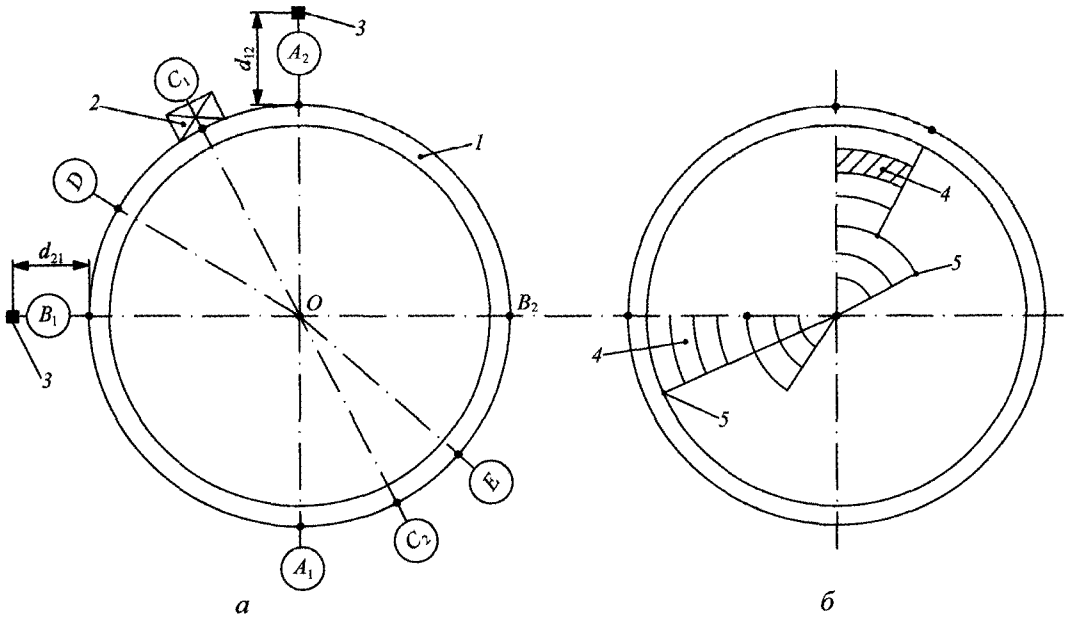


Рис. 11.13. Розмічування осей і контроль укладання основи циліндричного резервуара:
a – план осей; *б* – контроль монтажу листових заготовок у секторах основи;
1 – корпус; *2* – шахтні сходи; *3* – пункти закріплення головних осей; *4* – днище;
5 – точки закріплення монтажної осі

Потім приступають до монтажу корпусу резервуара. Для цього на вказаних радіальних лініях на внутрішній крайці днища приварюють арматурні маяки корпусу, які тимчасово виконують роль фіксаторів положення нижньої крайки оболонки. Якщо центр резервуара зайнято центральним стояком, то розмічування ведуть із позacentрового пункту, прив'язаного до знаків закріплення осей, що дозволяє визначити координати цього пункту для подальшого обчислення полярних координат контрольних точок для половини площі резервуара.

З метою полегшення рихтування і зварювання листів на радіальну вісь доцільно винести контрольні точки кінців секцій оболонки (з відповідними боковими виносками), розташованими по периметру через 6 м. Гранічна δ_0 і середньоквадратична m_0 похибки положення осьових контрольних точок не повинні перевищувати величин:

$$\delta_0 \leq \delta_l / \sqrt{2}; \quad m_0 \leq \delta_l / 2\sqrt{2}; \quad \delta_l = \sqrt{Ll} / 10\,000,$$

де L – периметр резервуара; l – довжина монтажної листової блоки; $10\,000$ – знаменник допустимої відносної похибки вимірів згідно з ДБН. Для $R = 20$ м, $L = 125$ м похибки $\delta_l = 2,7$; $\delta_0 = 1,9$; $m_0 = 1$ мм.

Крім того, до моменту встановлення листів корпусу ведеться нівелювання ложа. Після установки оболонки на штатне місце контролюється її висотне положення за допомогою Г-подібної рейки та вертикальність з похибкою 2-3 мм. Виконавче нівелювання верху оболонок по ярусах проводять з такою ж точністю за допомогою нівеліра і підвісної металевої або лазерної рулеток. Вертикальність корпусу перевіряється боковим нівелюванням або лазерним ПВП. Аналогічно контролюється горизонтальність верхнього ярусу оболонки до монтажу покрівлі. Для забезпечення необхідного ухилу покрівлі контролюється проектна позначка центральної колони.

Сферичні резервуари (газгольдери) виготовляють з листового металу місткістю до $2\,000$ м³. Об'єм резервуара та відносну похибку його визначення обчислюють за формулою

$$V = 4/3 \pi R^3 ; m_V / V = 3 m_R / R ,$$

де R – радіус сфери.

Газгольдери формуються з горизонтальних смуг або вертикальних шкаралуп, які виготовляються на заводі відповідно до розмірів і форми сфери. Висота смуги і ширина шкаралупи становлять переважно 1,5 м, що наближено відповідає центральному куту сфери величиною 15° . Монтаж виконують методом нарощування. Спочатку монтують днище з горловиною крану, контролюють горизонтальність його верхньої крайки та її радіус. Після цього, в залежності від способу формування сфери, укладають горизонтальні листові смуги або вертикальні сегментні шкаралупи (рис. 11.14). Правильність установа листів перевіряють вимірюванням радіуса ярусного перерізу та контролюють положення осевих і висотних монтажних рисок.

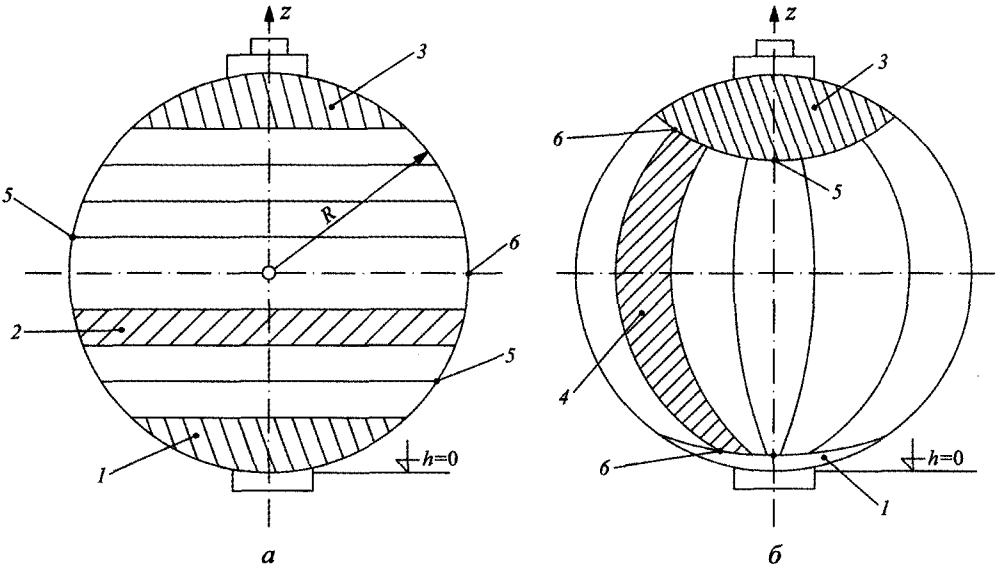


Рис. 11.14. Схеми формування сферичних газгольдерів:
а – горизонтальні смуги; б – вертикальні шкаралупи;

1 – днище; 2 – листи; 3 – покрівля; 4 – шкаралупа; 5, 6 – монтажні висотна і осьова риски

Горизонтальність верхніх торців смуг контролюють тригонометричним або гідростатичним нівелюванням, а вертикальність осей шкаралупи – методом вимірювання горизонтального кута тахеометром на нижню і верхню осьові риски. Одночасно контролюється планово-висотне положення оболонки способом полярних координат з вимірюванням горизонтального і зенітного кутів та відстані тахеометром. Похибки вимірювань кутів не повинні перевищувати $20''$ з середини і $10''$ – ззовні, а відстаней – 2 мм. При цьому осьові й висотні риски необхідно наносити фарбою (точка діаметром 3 мм) на відстані 10–20 мм від краю оболонки внизу і вверху. Для висоти $h = 8$ м шкаралупи крен не може перевищувати 5 мм. При координуванні точок смуг радіус їх кривини визначається методом трьох точок.

Поярусні контрольні вимірювання виконують тахеометром: в середині резервуара – з осі споруди (рис. 11.15), а ззовні – з осьових опорних пунктів, віддалених від газгольдера на відстань до 25 м. Але при цьому, враховуючи кривину шкаралупи, осьові пункти мають обов'язково розташовуватися на осі кожного монтажного сегмента (блока). Після закінчення монтажу сегментів контролюють їх планове і, особливо, висотне положення верхніх торців на осьових рисках, готуючи їх до монтажу покрівлі.

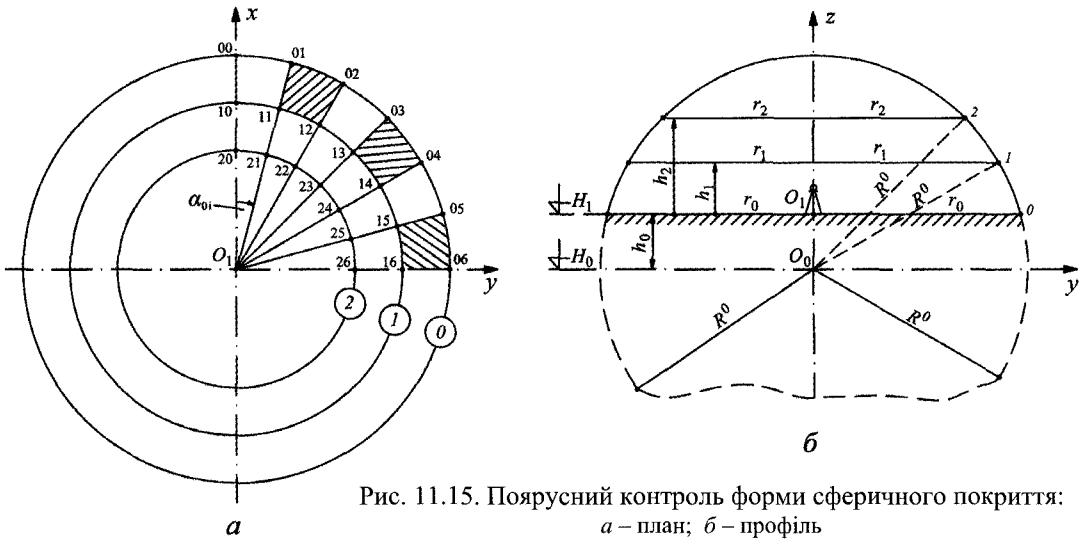


Рис. 11.15. Поярусний контроль форми сферичного покриття: а – план; б – профіль

Для здачі об'єкта в експлуатацію за результатами контрольно-монтажних операцій складають поярусну виконавчу схему резервуара, остаточно визначають його поярусні діаметри (з інтервалом через 2 м) і визначають сумарний об'єм резервуара.

У ході випробування резервуара на міцність конструкції та герметичність зварних швів на зовнішній стінці корпусу приварюють реперні і нівелюють їх після кожної зміни рівня наповнення водою. Для одночасного нівелювання реперів можна використати гідростатичну систему. Точність нівелювання – II клас. За результатами нівелювання визначається ступінь навантаження на основу і крен резервуара. Допустима величина крену – $0,005h$.

11.4. Зведення монументальної скульптури

Монументальне будівництво – невід’ємна частина архітектурного обличчя сучасних міст. Серед великих скульптурних пам’ятників можна назвати статую богині милосердя Каннон заввишки 133 м в Японії, залізобетонні скульптури Христа-Спасителя заввишки 38 м у Ріо-де-Жанейро і Матері-Батьківщини у Волгограді – 52 м (загальна висота пам’ятника з металевим мечем 85 м). Висота сталевोї Статуї Свободи у Нью-Йорку становить 46 м.

До таких пам’ятників належить і металева скульптура Матері-Батьківщини Українського музею історії ВВВ 1941-1945 рр. у Києві. Висота скульптури 45 м, до верху меча – 68 м. Загальна висота споруди із п’єдесталом 102 м. Конструктивно скульптура являє собою металевий каркас, обшитий оболонкою – збірним листом із нержавіючої сталі завтовшки 1,5 мм. В середині скульптури встановлено п’ять вантажопасажирських ліфтів, з яких два технічні: один відхилений від вертикалі на 15° і пересувається на котках, а другий разом з підймальними драбинами забезпечує доступ до конструкцій скульптури, включаючи меч і щит.

Секційний метод збирання скульптури визначив вимоги до організації та виконання технологічних, будівельно-монтажних і геодезичних робіт. Робочу модель скульптури було виготовлено з гіпсу в масштабі 1:9. За результатами обмірювання моделі фотограмметричним способом виготовлялися лекала горизонтальних перерізів усієї скульптури через 0,5 м, а для її виготовлення всю скульптуру було поділено на 11 секцій заввишки по 4 м кожна, не рахуючи секцій рук, щита і меча. Окрему секцію являла собою голова заввишки понад 5 м.

Усі секції скульптури виготовлялися в цеху заводу і після контролю якості доставлялися на майданчик, де встановлювалися на постамент. На стенді кожної секції встановлювався тимчасовий каркас, на якому закріплювали металеві лекала, що формували тіло скульптури. Складні форми корегувалися накладанням гіпсу, після чого секцію оперізували ззовні стрічкою із нержавіючої сталі товщиною 4 мм, до якої приварювали листи оболонки скульптури.

Особливо ретельно виготовляли гіпсову робочу модель голови, яку покривали спочатку тимчасовим тонким сталевим листом, а потім – відчekanеним листом нержавіючої сталі з тимчасовим закріпленням шурупами. Після оцінювання якості робіт і згоди художньої ради відчekanені листи переносили на розташований поруч постійний несний каркас.

Завдання якісного перенесення оболонки на каркас утруднювалося тим, що лист оболонки, який перебував у напруженому стані, після зняття його з робочої моделі змінював свою форму до 50 мм. При розмірах листів від 0,5 до 1 м такі зміни були недопустимі, оскільки згідно з умовами аргонного зварювання нестикування листів не повинно було перевищувати 3 мм. Тому виникла необхідність у геодезичному перенесенні на несний каркас спеціальних маяків (не менше 5-ти маяків на один лист), які розташовувалися на лінії стикування листів. Фрагмент збирання секції голови показано на рис. 11.16, а схему організації геодезичного контролю монтажу оболонки голови скульптури – на рис. 11.17.

Інженерно-геодезичне забезпечення збирання голови скульптури включало такі основні процеси [9]:

- створення планової і висотної монтажної геодезичної гомологічної монтажної сітки розміром 13×14 м з восьми пунктів, розташованих навколо базової (вихідної) та робочої моделей голови з несним каркасом;

- виконавче знімання просторового положення листів оболонки по перерізах через 0,5 м у місцях стикування листів та їх блоків на робочій моделі;

- складання планів перерізів робочої моделі голови у масштабі 1:10 для проектування положення маяків;

- виконавче знімання трубно-частого несного каркасу, нанесення його положення на плани перерізів і графічне проектування конструктивних елементів його облаштування, що межує з листами оболонки;

- перенесення в натуру проекту облаштування каркасу, виконавче знімання і контроль положення конструкцій на плані перерізів;

- графічне й аналітичне проектування маяків, що з'єднують точки листа оболонки з елементами облаштування каркасу;

- визначення довжини і нарізування маяків, геодезичний контроль їх установлення та приварювання до елементів облаштування каркасу;

- перенесення листів або їх блоків на маяки і геодезичний контроль їх установлення після фіксації зварювання.

Виконавче знімання, розмічування просторового положення маяків і контроль установлення листів і блоків оболонки виконували способом прямої кутової засічки з пунктів монтажної сітки двома (рідко трьома) 5-секундними теодолітами Theo 020 A Zeiss. Точки оболонки маркувалися лазерним візором ЛВ-5М з пентагональною насадкою. Щоб забезпечити пряме використання горизонтальних і вертикальних кутів, виміряних при зніманні, для розмічування маяків, теодоліти виводилися на відповідну висоту за допомогою підйимальної підставки з діапазоном переміщення 50 мм. Конструктивно підставка складається з двох циліндрів – внутрішнього верхнього і зовнішнього нижнього, які мають різьбове з'єднання (крок різьби 3 мм на діаметрі 120 мм). Фланці циліндрів мають отвори внизу для закріплення підставки на штативі та вверху – для теодоліта. Переміщення теодоліта здійснювалося за допомогою накидної гайки з похибкою до 0,1 мм. Застосування підставок дозволило підвищити продуктивність праці до 40%.

За всіх видів геодезичного контролю збирання голови визначалося просторове положення понад 2000 точок з похибкою вимірювання кутів до $10''$. Скуп положення точки у плані становила 1 мм, по висоті – 1,2 мм і загальна – 1,7 мм, що при відстані до точки 10 м від пункту сітки становить у відносній мірі 1:6 000. За результатами виконавчого знімання оболонки голови після коректури і остаточного обварювання маяків і стиків похибки координат точок становили: 3 мм у плані та 1,9 мм – по висоті.

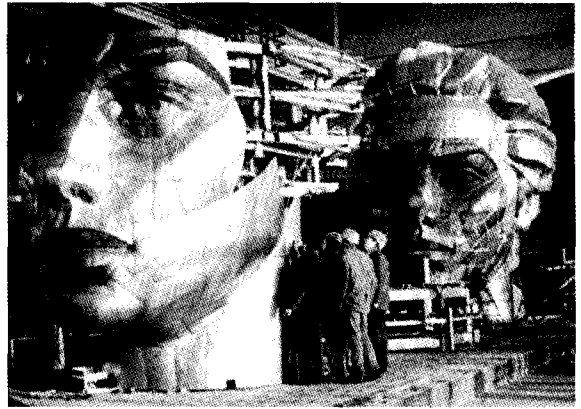


Рис. 11.16. Робоча і базова моделі голови скульптури

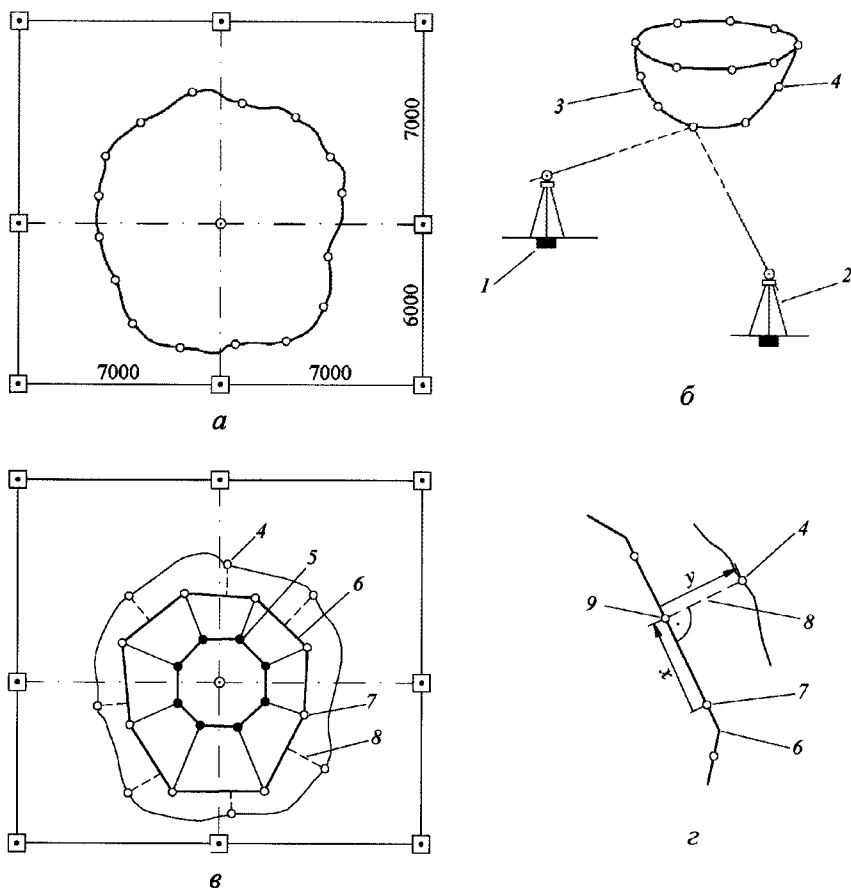


Рис. 11.17. Схема геодезичного контролю збірної оболонки голови скульптури: *а, б* – знімання базової моделі голови; *в, г* – розмічування каркасу та опорних маяків робочої моделі голови; 1 – пункти монтажної сітки; 2 – геодезіт; 3 – оболонка; 4 – контрольна точка; 5 – трубчастий опорний каркас; 6 – граничний елемент несного каркасу; 7 – фіксована точка граничного елемента; 8 – опорний маяк; 9 – створна точка опорної лінії граничного елемента

Спеціального контролю вимагало виготовлення рук, блоки несного трубчастого каркасу яких виготовлялися в іншому місті, щоби при їх стикуванні забезпечувалася орієнтація труб у просторі для вертикального закріплення щита і меча. Контрольне збирання погруддя з руками, щитом і мечем підтвердило правильність виконання геодезичних робіт з незначним корегуванням вертикальності меча.

Завдяки застосуванню індустріального методу виготовлення й геодезичному контролю форми стикувальних секцій їх установлення на постаменті зводилося практично до контрольного нівелювання верхніх фланців каркасу та контролю розміщення їх на взаємно перпендикулярних осях.

Геодезичні спостереження за осіданнями і креном скульптури впродовж 29-ти років експлуатації свідчать, що масивний фундамент скульптури не має суттєвих осідань, а її крен (до верху меча заввишки 16 м) знаходиться в межах 100 мм і не перевищує нормативного допуску, хоча територія музею розташована у зсувній зоні Дніпровських круч, де осідання коливається від 2 до 3,5 мм/рік.

Для спостережень за вертикальними і горизонтальними зміщеннями на території музею побудовано мережу контрольних пунктів точної триангуляції, яка прив'язана методом GPS до пунктів міської мережі, розташованих у підніжжі гори, а з ходів нівелювання II класу визначається висотне положення контрольних марок і реперів. Глибинних реперів у цьому районі міста немає, хоча з досвіду подібних спостережень за осіданнями монумента "Слава" висотою 54 м на березі Волги (м. Самара), використовуються глибинні реperi з якорем, закладеним на глибину 50 м у товщу доломітів [41].

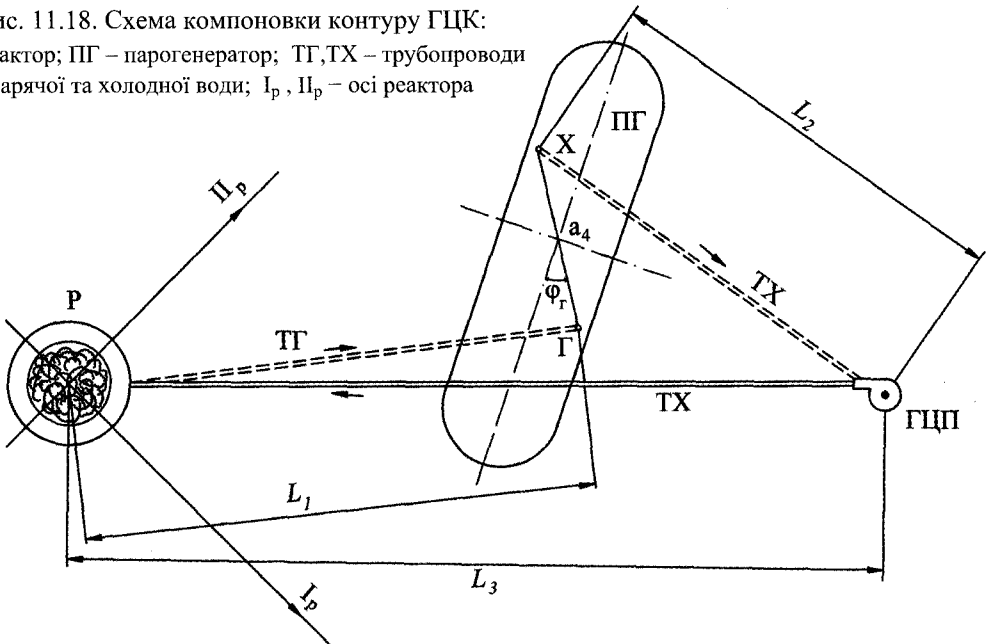
11.5. Монтаж обладнання головного циркуляційного контуру реактора АЕС

11.5.1. Головні конструктиви обладнання

У ході будівництва АЕС найвідповідальнішими і найточнішими є геодезичні вимірювання, які виконуються при монтажі теплоенергетичного обладнання головного циркуляційного контуру (ГЦК) в герметичній зоні споруди реактора. Реактори будують за двоконтурною схемою: 1-й контур (власне ГЦК) розташовується у герметичній зоні, а 2-й – поза нею (він технологічно пов'язаний з турбінним залом).

ГЦК включає реактор (Р), парогенератор (ПГ) і головну циркуляційну помпу (ГЦП), які з'єднуються між собою в окремий контур з двома трубопроводами – гарячим і холодним. Знесолена вода нагрівається в активній зоні реактора і надходить у ПГ, в якому тепло 1-го контуру передається воді 2-го. Вода перетворюється на нерадіоактивну пару і подається на лопаті турбіни. Побудовані в Україні серійні блоки АЕС з реакторами ВВЕР-1000 мають чотири контури, які з'єднані з одним реактором. Схему одного контуру показано на рис. 11.18.

Рис. 11.18. Схема компоновки контуру ГЦК:
Р – реактор; ПГ – парогенератор; ТГ, ТХ – трубопроводи гарячої та холодної води; I_p , I_p – осі реактора



Реактор ВВЕР-1000 (водо-водяний реактор на теплових нейтронах потужністю 1000 МВт) – циліндрична оболонка з вісьмома патрубками і потовщеним дном. Висота реактора близько 15 м, маса – 400 т. До патрубків приєднують трубопроводи діаметром 850 мм від чотирьох ПГ і ГЦП.

Парогенератор масою 320 т має внизу два патрубки для приєднання трубопроводів з гарячою водою від реактора і два патрубки повернення холодної (відпрацьованої) води в реактор через ГЦП масою 120 т. Для цього ГЦП має два патрубки для холодної води. Таким чином, віддача тепла у другий (нерадіоактивний) контур турбогенератора відбувається в ПГ. Робоча температура теплоносія ГЦК становить 294-322 °С, що, звичайно, вимагає виготовлення обладнання з надміцних сталей, високої технологічної підготовки і точності монтажних робіт.

Обладнання ГЦК і кільцеві крани обслуговування блока розташовуються в герметичній циліндричній залізобетонній оболонці діаметром понад 50 м і заввишки понад 70 м. Герметична зона починається з позначки +13,2 м. Товщина стін герметичної зони сягає 1 м.

11.5.2. Основні засади організації інженерно-геодезичних робіт

Інженерно-геодезичне забезпечення монтажу обладнання зводиться до побудови точної планової і висотної геодезичної мережі на перекритті герметичної зони, контролю геометричних параметрів обладнання, розмічування осей і проектних позначок обладнання на відповідних рівнях розташування їх опор, вхідний контроль обладнання до початку монтажних робіт, контроль установа і виконавче знімання обладнання при його монтажі та спостереження за деформаційними процесами в герметичній зоні. Принагідно зазначимо, що чинні технічні умови на монтаж усього обладнання ГЦК вимагають визначення загальної довжини однієї нитки трубопроводів з граничною похибкою 5 мм, що, звичайно, вимагає виконання геодезичних вимірів з скп в межах 0,2-0,5 мм у плані та по висоті.

Планову геодезичну мережу будують переважно у формі центральної системи. Короткі сторони (15-20 м) і закріплення пунктів на пластинах верхнього торця трубчастих знаків (на рівні металевої обшивки герметичної зони) вимагають використання або трилатерації, або триангулатерації з точним центруванням тахеометра. Похибка взаємного положення пунктів – 1:25 000-1:50 000.

Висотна мережа створюється геометричним нівелюванням з точністю II класу. Планову мережу прив'язують до осей блока, а висотну – до реперів нівелірної мережі майданчика.

Вхідний контроль геометричних параметрів обладнання (якщо немає гарантійних формулярів якості виготовлення обладнання заводом-виготовлювачем) включає визначення основних планових і висотних величин, які впливають на точність розмірних ланцюгів.

Осі реактора (рис. 11.19) фіксують керном на верхньому торці оболонки (розніму для кришки) в точках 1-4, які попарно задають вісь абсцис і ординат. Точку O_0 перетину осей приймають за початок координат, а вісь I_p – за вісь абсцис. Перпендикулярність осей контролюється методом трилатерації по точках 1-4, вертикальність осі оболонки – прецизійним нівелюванням цих точок. Від точки

перетину осей 1-3 і 2-4 контролюється положення вертикальної осі оболонки O_0N_0 . Для цього в точці O_0 перетину осей підвішують струнний висок, фіксують під ним на дні оболонки тимчасову точку і зміщують її за результатами нівелювання на вісь оболонки реактора, тобто задають реальну вісь O_0N_0 , від якої можна заміряти відстань до центра O_1 розніму патрубк.

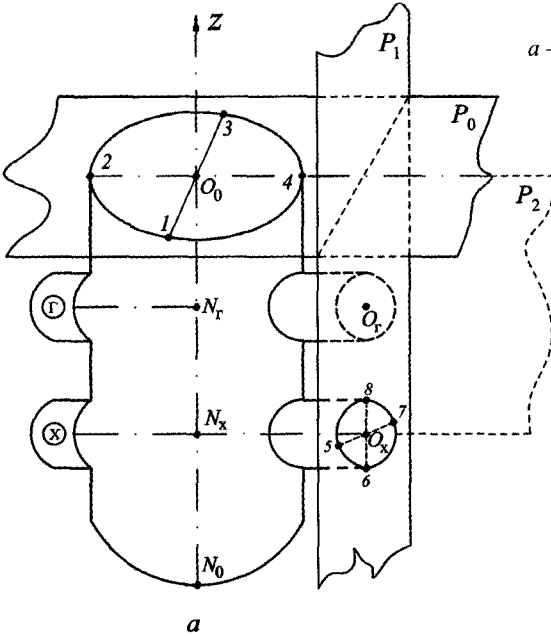
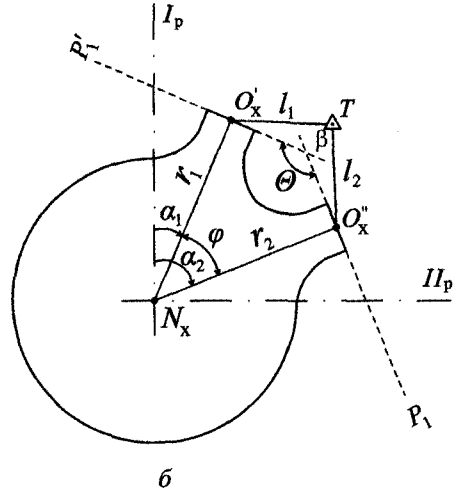


Рис. 11.19. Схема реактора ВВЕР:

a – визначення геометричних параметрів патрубка;
 b – визначення кута між осями патрубка;
 Γ, X – гарячий та холодний патрубки



Центр патрубків зручно визначати центрошукачем (див. гл. 6). Кут φ між осями патрубків і його похибка визначаються за вимірними в точці T двома відстанями l_1 і l_2 та горизонтального кута β між ними за формулами

$$\varphi = \alpha_2 - \alpha_1 = 180^\circ - \theta = \arccos[(r_1^2 + r_2^2 - l_1^2 - l_2^2 + 2l_1l_2 \cos\beta) / 2r_1r_2]; \quad m_\varphi = m_l \sqrt{2\rho / r},$$

де θ – кут між торцевими площинами патрубків; r_1, r_2 – радіальні відстані.

Перекуси площини торця відносно осі патрубка по горизонталі та вертикалі можна визначити автоколімаційним способом за допомогою теодоліта, встановленого на продовженні осі патрубка, або способом полярних координат по чотирьох точках торця. При цьому враховується відхилення осі реактора від вертикалі. Вертикальні відстані центрів патрубків відносно площини розніму реактора визначають геометричним або точним тригонометричним нівелюванням.

При наявності прецизійного електронного тахеометра типу TDM 5005 Leica ($m_{\beta,z} = 0,5''$; $m_S = 0,2 \text{ мм} + 1 \text{ ppm}$) або прецизійного лазерного сканера FARO (див. гл. 6) вимірювання можна виконувати методом просторового координування (x, y, z) всіх характерних точок реактора. Тоді по точках 1-4 визначаються параметри площини P_0 , нормалі O_0N_0 до неї, як осі корпусу реактора, і вертикальної площини P_2 , яка проходить через цю нормаль і вісь 2-4. Далі по точках 5-8 патруб-

ка знаходять параметри вертикальної площини P_1 , перпендикулярної до P_0 . Тоді перпендикуляр $O_x N_x$, опущений на вісь $O_0 N_0$, встановлюватиме відстань центра патрубку від осі реактора, а дирекційний кут α_1 стосовно осі реактора, наприклад, 2-4, визначатиме орієнтацію осі патрубка.

Провівши аналогічні вимірювання для другого патрубка, визначають кут $\varphi = \alpha_2 - \alpha_1$ між осями патрубків, чим забезпечується контроль трас трубопроводів між обладнанням ГЦК. Варто нагадати, що за чотирма точками перерізу параметри площини визначаються або методом найменших квадратів з оцінюванням відхилень точок від загальної площини, або їх встановлюють для двох площин з обчисленням середніх значень. Докладно методи визначення параметрів площин і ліній описано в гл. 6.

У парогенераторі фіксують керном поздовжню x і поперечну y осі, а потім відносно них визначають умовні координати центрів патрубків (рис. 11.20). Правильність координування контролюють вимірюванням відстані між центрами патрубків. Нівелюванням з підвісною рулеткою визначають вертикальні відстані площин торців патрубків від горизонтальної площини парогенератора, яка проходить через вісь абсцис. Якщо ПГ розміщений на тимчасовому ложементі, то в результаті вимірювань необхідно ввести поправку за негоризонтальність площини ПГ, яку також встановлюють нівелюванням.

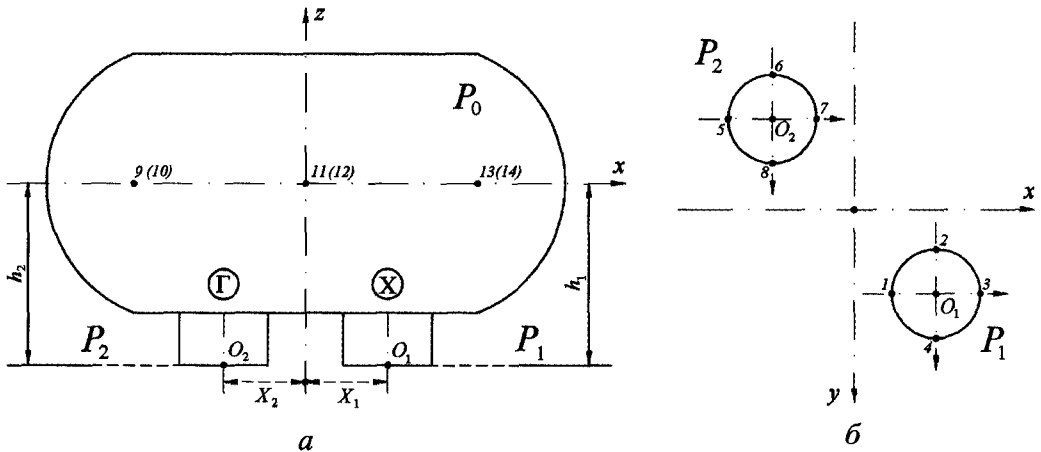


Рис. 11.20. Схема визначення висотних геометричних параметрів парогенератора: а, б – профіль і план розташування патрубків

Завитка ГЦП за формою подібна до корпусу реактора (рис. 11.21), але вона має значно менші розміри. Для геодезичного контролю геометричних параметрів завитки вихідною є верхня площина розрізу з осями координат 1-3 та 2-4 і точка O_0 їх перетину – початок координат, яка розташована в горизонтальній площині P_0 . За координатами аналогічних точок 5,6 та 7,8 визначають центр O_1 нижнього патрубка і, зрештою, висоту h_1 осі $O_0 O_1$ корпусу завитки. За параметрами площини P_1 , яка проходить через центр O_1 і паралельна до площини P_0 , можна визначити відхилення торця патрубка від проекту [16].

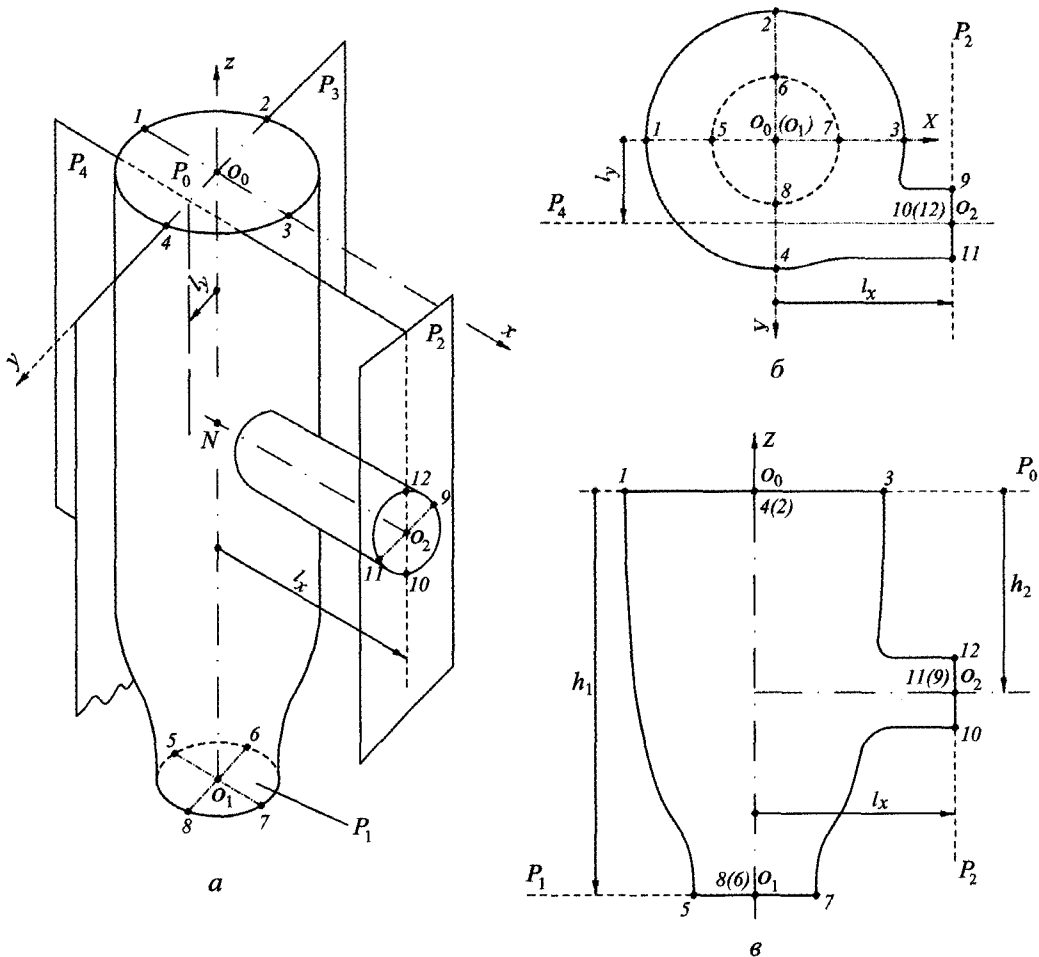


Рис. 11.21. Схема визначення геометричних параметрів завитки ГЦП:
 а – вертикальне положення; б, в – вид зверху та у профілі

Якщо ж визначити координати чотирьох точок 9, 11-10, 12 другого патрубку з центром O_2 , то, опустивши з неї перпендикуляр O_2N на вісь корпусу, можна визначити відстань l_x центра патрубку від його осі. Неперпендикулярність торця патрубку до цієї відстані, тобто кути перекосу в горизонтальній та вертикальній площинах, можна знайти з параметрів площини P_2 . Для встановлення величини зміщення l_y осі патрубку з площини hoz через лінію O_2N проводять площину P_3 і опускають на неї перпендикуляр з точки O_0 , а для визначення вертикальної відстані h_2 центра O_2 патрубку від розніму опускають з неї перпендикуляр на площину P_0 .

Трубопроводи ГЦК збирають із окремих прямолінійних і криволінійних елементів завдовжки від 3 до 10 м, діаметром 850 мм і товщиною стінки до 90 мм. У прямолінійних елементах вимірюють довжину між центрами перерізів, координуючи при цьому по чотири точки на кожному із них (для визначення перекосу

площини торців до осі трубопроводу). Криволінійні елементи (рис. 11.22) короткі й використовуються для зміни напрямку трубопроводу на 90° . Для контролю правильності виготовлення “коліна” визначають кут φ повороту кривої та довжину тангенса. Трудність і точність визначення цих параметрів під час контролю полягають у тому, що труби займають довільне положення і потрібно визначити просторові координати чотирьох торцевих точок, вираховуючи за цими даними плоский кут у похилій площині.

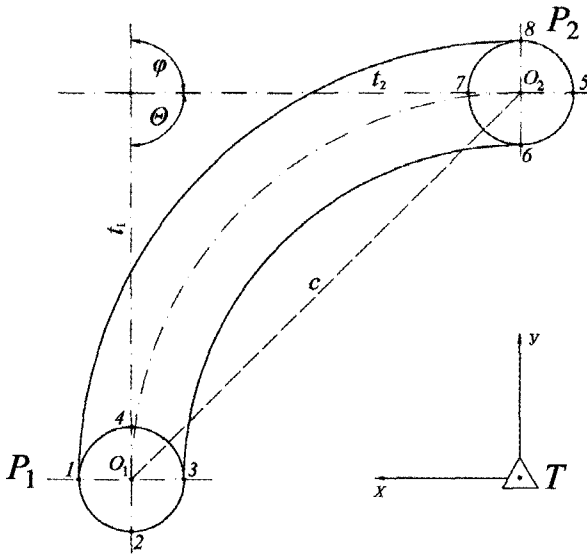


Рис. 11.22. Визначення геометричних параметрів трубопроводу ГЦК

Вимірювання розпочинають з одної стоянки тахеометра, звідки видно обидва торці трубопроводу. Тоді за координатами точок 1-4 і 5-8 визначають параметри торцевих площин і обчислюють довжини тангенсів та кут між ними за формулами

$$t_i = \frac{A_i x_i^0 + B_i y_i^0 + C_i z_i^0 + D_i}{\sqrt{A_i^2 + B_i^2 + C_i^2}}; \quad \varphi = \arccos \frac{A_1 A_2 + B_1 B_2 + C_1 C_2}{\sqrt{A_1^2 + B_1^2 + C_1^2} \cdot \sqrt{A_2^2 + B_2^2 + C_2^2}},$$

де A, B, C, D – параметри торцевих площин ($i = 1, 2$).

Правильність обчислень контролюється довжиною просторової відстані $c = \sqrt{t_1^2 + t_2^2 + 2t_1 t_2 \cos \varphi}$, яка визначається за координатами центрів торцевих площин.

З метою забезпечення надійності результатів вхідний контроль обладнання має виконуватися не менше ніж двома незалежними прийомами вимірювань.

11.5.3. Розмірні ланцюги ГЦК і точність геодезичного забезпечення монтажу обладнання

Висока якість монтажу обладнання ГЦК забезпечується складанням розмірних планово-висотних ланцюгів, до яких входять відповідні розміри геометричних параметрів обладнання, отримані з формулярів виробників або з даних вхідного контролю.

На рис. 11.23 показано три **планових розмірних ланцюги** (РЛ) між центрами або осями обладнання ГЦК (гарячого трубопроводу Р-ПГ, холодного ПГ-ГЦП і холодного ГЦП-Р), тобто:

$$a_1 + a_2 + a_3 = L_1;$$

$$a_4 + a_5 + a_6 = L_2;$$

$$a_7 + a_8 + a_9 + a_{10} = L_3,$$

де a_1, a_2, \dots, a_{10} – віддалення торців патрубків від осей обладнання або розміри трубопроводів; L_1, L_2, L_3 – відстані (замикальні ланцюга), які обчислюються за проектними координатами точок обладнання (вісь або центр корпусу реактора, ПГ і ГЦП).

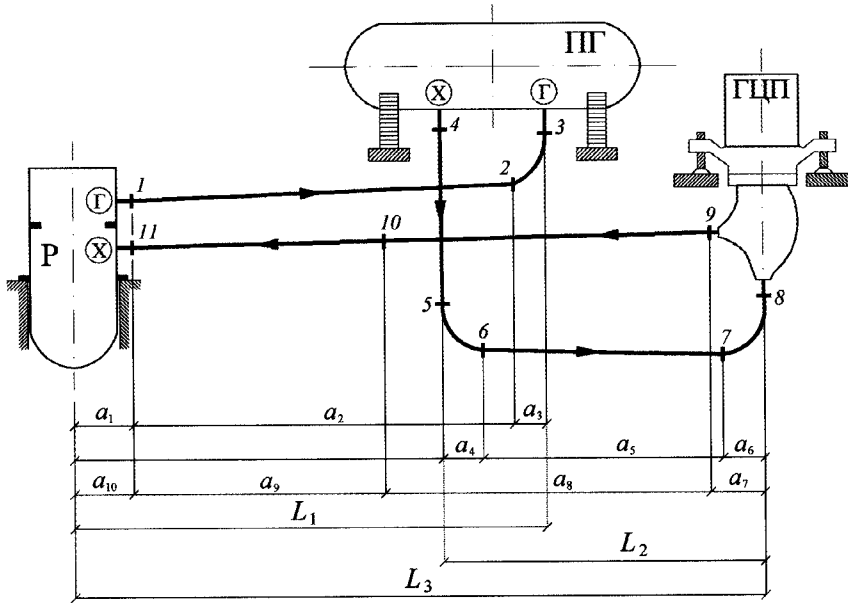


Рис. 11.23. Схема планових розмірних ланцюгів

Якщо кути криволінійних елементів трубопроводів відрізняються від проектних значень, у РЛ враховують функціональний вплив відхилення кута на величину горизонтального або вертикального зміщення всієї наступної частини трубопроводу.

Похибка m_1 стикування обладнання залежить від похибок m_a лінійних та кутових елементів РЛ, похибок m_p розмічування його початку і кінця та похибки m_m взаємного положення вихідних пунктів з виконанням умови

$$\sqrt{(m_a \sqrt{n})^2 + (m_p \sqrt{2})^2 + (m_m / \sqrt{2})^2} \leq m_1,$$

де n – кількість елементів РЛ.

При умові неоднакового впливу складових похибок процесів вимірювань, тобто коли

$$m_a \sqrt{n} = \sqrt{2} m_p = 4 m_m / \sqrt{2} = m,$$

отримаємо такі вимоги:

$$m_a \leq 0,87 \frac{m_1}{\sqrt{n}}; \quad m_p = m_m \leq 0,31 m_1.$$

Якщо $m_1 = \Delta_1 / 2 = 2,5$ мм і $n = 4$, тоді $m_a \leq 1,1$ мм, $m_p = m_m \leq 0,78$ мм. Звідси допустима похибка визначення планового положення пункту мережі не повинна перевищувати 0,55 мм.

Аналогічно складаються три висотні розмірні ланцюги (рис. 11.24) (гарячий патрубок реактора – гарячий патрубок ПГ, холодний патрубок ПГ – нижній патрубок завитки ГЦП, боковий патрубок завитки – холодний патрубок реактора):

$$h_1 + h_3 + h_4 + h_5 - h_6 = H_2 - H_1;$$

$$h_6 - h_7 - h_8 - h_9 + h_{10} + h_{11} = H_3 - H_2;$$

$$h_2 + h_{12} + h_{13} = H_3 - H_1,$$

де h_1, h_2, \dots, h_{13} – лінійні або похідні від куткових параметрів висотні розміри елементів обладнання (тут величини h_3 і h_{12} являють собою проектні підняття трубопроводів для самоочищення системи в бік реактора (ухил 0,0005-0,001); H_1, H_2, H_3 – відповідно позначки опорних плит реактора, ПГ і ГЦП.

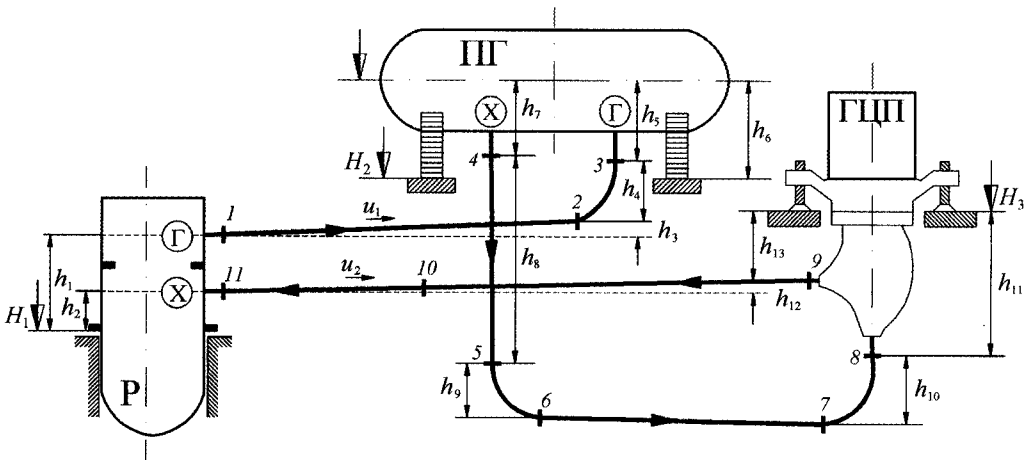


Рис. 11.24. Схема висотних розмірних ланцюгів

Приймаючи умовно, що розміри елементів РЛ визначаються з однаковою похибкою m_h , запишемо:

$$m_h \sqrt{5} = m_{H_{12}}; \quad m_h \sqrt{6} = m_{H_{23}}; \quad m_h \sqrt{3} = m_{H_{13}},$$

звідки отримуємо, що $m_h \leq m_{H_{23}} / \sqrt{6}$. При різниці висот $H_2 - H_3 \approx 15$ м похибка визначення взаємного висотного положення опорних плит ПГ і ГЦП може сягнути 2,5 мм і, отже, похибка m_h вимірів елементів трубопроводу не перевищуватиме 1 мм.

За результатами аналізу розмірних ланцюгів складають відповідну проектну документацію для зварювання трубопроводів у монтажні блоки, готові для стикування і приварювання до патрубків обладнання. При цьому враховується усадка металу при зварюванні (тривалість автоматичного зварювання одного стику сягає 24-х годин) і можливість зміщення ПГ і ГЦП до 50 мм у робочому режимі при температурі теплоносія до 250 °С.

Досвід впровадження такої технології на Рівненській АЕС підтвердив високу ефективність і якість монтажних робіт унаслідок виконання значної їх частини в цехах підготовки виробництва, а також скорочення ручної праці й термінів монтажу, підвищення рівня індустріалізації будівництва.

11.6. Монтаж спеціального технологічного обладнання

Сучасний рівень промислових технологій будівництва АЕС, ГЕС і ТЕС, конвеєрних ліній, прискорювачів заряджених частинок, радіотелескопів тощо вимагає високої точності монтажу прецизійного технологічного обладнання, яка характеризується скп визначення взаємного положення блоків обладнання в межах від 0,05 до 0,5 мм. Такі високі вимоги важко забезпечити традиційними геодезичними методами. Тут потрібне застосування спеціальних приладів і методів вимірювань. При цьому доводиться враховувати зміни стану зовнішнього середовища, вплив вібраційних процесів, добираючи умови з мінімальним впливом температури на геодезичну техніку і саме обладнання, та рефракційні спотворення під час вимірювання кутів, відстаней і перевищень.

Прискорювачі заряджених частинок будуються у тунелях. За формою траєкторії поширення частинок прискорювачі поділяють на лінійні та кільцеві. У перших траєкторія частинок близька до прямої, а у других може наближатися до кола (кільцеві прискорювачі) або до розгорнутої спіралі (циклотрони). Існують і комбіновані прискорювачі, які включають кільцеву й прямолінійну частини. Лінійні прискорювачі побудовано в Харкові та Києві завдовжки відповідно 250 і 634 м.

Великі прискорювачі будують кільцевими. На рис. 11.25 зображено план і поперечний розріз кільцевого тунелю протонного прискорювача у Серпухові (РФ), який включає: інжектор 4, магнітний кільцевий зал 5, експериментальний зал 6, блок кільцевого електромагніта 7. Внизу під опорною мостовою балкою електромагніта показано два знаки 1 опорної геодезичної мережі та підорбітний геодезичний знак 8.

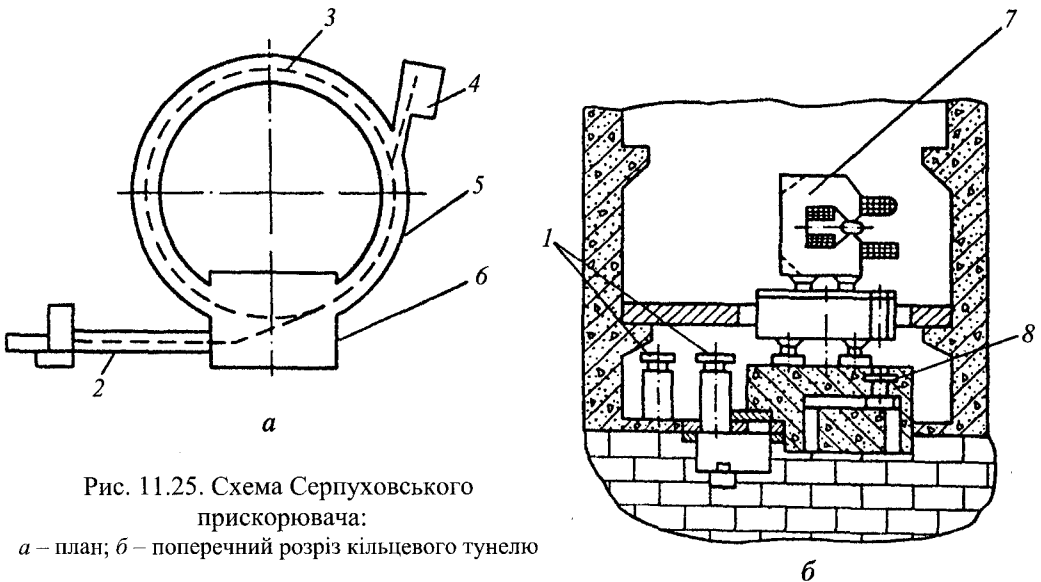


Рис. 11.25. Схема Серпуховського прискорювача:

a – план; *б* – поперечний розріз кільцевого тунелю

Кільцевий зал (радіус 236 м) розташовано у тунелі завширшки 11,5 і заввишки 13 м, де встановлено 120 магнітних блоків довжиною по 10,5 м. Загальна маса магнітів становить 20 000 т. Довжина орбіти прискорювача 1483,64 м. Фундаменти електромагнітів стоять на скельних породах уздовж траси через 6 м.

Траєкторія пучка заряджених частинок (електронів, протонів, іонів) у горизонтальній і вертикальній площинах регулюється способом фокусування електромагнітами: якщо один у горизонтальній, то наступний – у вертикальній площинах.

Кожний магніт встановлено на фундаментах з мостовими балками шириною 2,2 м. Їх планово-висотне положення регулюється масивними гвинтами. Похибки положення балки магніту в плані та по висоті не перевищують 1,5 мм, а похибки положення самого магніту відносно теоретичної орбіти – 0,2 мм [57].

Для забезпечення цих вимог у кільцевому залі прискорювача було створено геодезичну мережу у формі витягнутих трикутників трилатерації, що перекриваються, зі сторонами: довгою 48,8 м і двома короткими по 24,4 м. Усі 60 пунктів мережі розміщені на колі радіусом 233,45 м. Сторони трикутників вимірювалися інварними дротинами, а висоти – жезлом та створним і дифракційним способами. Скуп вимірювання кутів і довжин ліній мережі становили відповідно 1,5" і 1 мм. Висоти витягнутих трикутників між знаком пункту і підвішеною струною вимірювалися спеціальним жезлом з індикатором годинникового типу з похибкою до 0,01 мм. Завдяки врахуванню впливу різних факторів поздовжня і поперечна похибки взаємного розташування магнітних блоків не перевищували 3 і 0,2 мм [135]. Висотна опорна мережа включала 8 глибинних струнних та 120 стінних реперів і створювалася високоточним геометричним нівелюванням.

Такої ж точності геодезичних робіт досягнуто при будівництві прискорювача Європейського центру ядерних досліджень (CERN, Швейцарія). У 2008 р. в цьому центрі став до ладу **Великий адронний колайдер**, розміщений у кільцевому тунелі завдовжки 26,659 км. Глибина тунелю від 50 до 175 м, ухил 0,4%. Для розгону адронів (електронних частинок із кварків) до швидкості світла використовується 1624 надпровідних магнітів загальною довжиною 24 км, які працюють при температурі -271°C . Відстань між магнітами становить близько 17 м і для забезпечення взаємного положення їх осей з похибкою до $5 \cdot 10^{-6}$ планова і висотна мережі будуються з похибкою відповідно $(0,7-1) \cdot 10^{-6}$ і 0,2-0,3 мм/км.

У радіоастрономії для дослідження космічних тіл використовують радіотелескопи з параболічними і сферичними антенами, інтерферометри тощо. Чутливість радіотелескопа залежить від діаметра антени або площі її розкриття. Діаметр таких антен сягає 150 м.

Радіотелескоп РТ-70 далекого космічного зв'язку в Євпаторії має антену діаметром 70 м, розташовану на висоті 41 м від поверхні землі (рис. 11.26) [123]. При монтажі таких конструкцій похибка розмічування радіуса не повинна перевищувати $m_{xy} = \lambda/4$, де λ – довжина робочої хвилі радіотелескопа (при $\lambda = 10$ мм похибка становить 2,5 мм). Телескоп працює на довжинах хвиль 3 і 8 мм, що вимагає ввірення форми (координування точок) щитів з похибкою не більше 0,3-0,5 мм.

У процесі будівництва радіотелескопа наверх його масивного фундаменту переносять центр антени і головні осі для монтажу опорної плити та встановлення рухомої платформи антени. Потім на конструкції платформи встановлюють колову опорну секцію нижньої частини антени, планово-висотне положення якої контролюється з пунктів опорної мережі. Технологію геодезичного контролю форми конструкцій антени розглянуто в п.11.1.4. Вона базується на визначенні редукцій для зміщення конструкцій у проектне положення за формулами

$$V_{ji} = y_{ji}^0 - y_{ji}; \quad y_{ji}^0 = \sqrt{2ph_{ji} - (x_{ji}^0)^2}; \quad p = 2f,$$

де x_{ji}^0, y_{ji}, h_{ji} – проектні і фактичні центральні просторові координати контрольних точок, які відраховуються від центра параболоїда в його вертикальному положенні; p – параметр; f – фокусна відстань параболоїда.

Якщо вісь параболоїда розташована горизонтально, наприклад, вона суміщена з віссю абсцис, то ярусні перерізи площинами, паралельними площині xoy , замість колових будуть параболічними.

Досвід вивіряння форми змонтованого радіотелескопа великого діаметра свідчить, що поверхня його антен дуже чутлива до температурних деформацій, особливо до однобічного нагрівання. Тому геодезичний контроль необхідно проводити у похмуру та безвітряну погоду з використанням прецизійного електронного тахеометра з дистанційним керуванням. Просторові координати характерних точок поверхні параболоїда доцільно визначати з інструментального столика, прикріпленого до металевих конструкцій споруди, наприклад, антени тропосферного зв'язку, оскільки за даними контрольних геодезичних вимірів ці конструкції покриваються металевими щитами оболонки параболоїда. Контрольні точки обирають на конструкціях або щитах покриття антени, які зручно маркувати катфотовими плівками для забезпечення точності вимірювання тахеометром горизонтальних і зенітних кутів та відстаней.

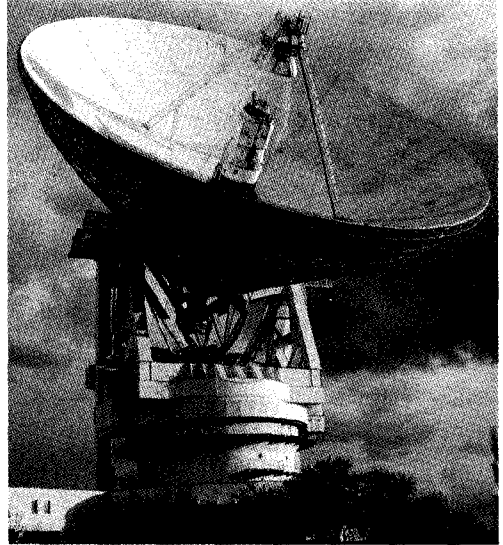


Рис. 11.26. Радіотелескоп РТ-70

У ході експлуатації антени виникають деформації форми окремих її частин, що вимагає виконання періодичних інженерно-геодезичних спостережень для координування контрольних точок поверхні (докладніше див. гл. 13). За результатами апроксимації поверхні визначаються параметри параболоїда, аналізуються відхилення реальної поверхні дзеркала антени від математичної поверхні. При значних відхиленнях служба експлуатації РТ приймає рішення стосовно рихтування окремих ділянок антени. При цьому окремо визначаються кути крену (відхилення) осі опромінювача відносно осі апроксимованого параболоїда дзеркала РТ.

Недолік параболічних антен у тому, що вони працюють в обмеженому діапазоні хвиль. Тому для зміщення діаграми спрямованості радіоантен та збільшення їх діаметрів виготовляють антени зі сферичним дзеркалом і рухомим опромінювачем, чим забезпечується огляд неба без обертання самого дзеркала.

Яскравим прикладом сферичних антен є радіотелескопи Корнельського університету (США, Пуерто Ріко, 1963 р.) і "РАТАН-600" (РФ, 1973 р.) на Кавказі. Діаметр дзеркала **радіотелескопа Корнельського університету** становить 305 м, глибина 51 м, фокусна відстань 132,5 м. Дзеркало сформовано із алюмінієвих

пластин розміром 1×2 м, укладеними на сітку зі сталевих тросів. Робоча довжина хвилі телескопа змінюється в діапазоні від 3 см до 1 м. Опромінювач антени – рухомий, підвішений на 18-ти тросах до трьох веж.

Радіотелескоп “РАТАН-600” має діаметр 600 м. Діапазон довжин робочих хвилі 1-50 см, що вимагає підвищення точності монтажних і геодезичних робіт. Кутова роздільність РТ 2", похибка визначення координат 1-10". Головне дзеркало колового рефлектора формується з окремих 895-ти антенних секцій змінного профілю, розташованих по замкненому контуру радіусом 588 м.

Кожна секція включає фундаментну частину, металоконструкцію щита з листовим покриттям розміром $7,5 \times 2$ м і механізмами його переміщення вздовж радіуса та обертання навколо радіальної і горизонтальної осей для юстування положення у просторі за даними геодезичних вимірювань. Крім того, для спостережень північної частини неба на відстані 100 м від центра РТ у південному напрямі додатково побудовано плоский рефлектор зі щитами розміром $8,5 \times 3$ м, які розташовано під одним кутом до горизонту і розгорнуто по лінії “захід-схід”.

Технічні вимоги до розташування щитів рефлектора такі: 1) поздовжня вісь щита має бути спрямована на центр РТ з похибкою до 2"; 2) похибка орієнтування радіальної осі щита на центр РТ не повинна перевищувати 30", а негоризонтальність його осі – 20"; 3) горизонтальні осі щитів мають розташовуватися в одній горизонтальній площині з похибкою до 0,3 мм і під час радіального переміщення щита зберігати своє положення по висоті. Реалізація цих вимог вимагала високої точності виготовлення і установа опорних балок і рейок переміщення візка щита при допусках на їх неплоскостність, непрямолінійність і непаралельність відповідно 0,01; 0,02 і 0,06 мм [39, 62].

Для забезпечення будівництва і монтажу “РАТАН-600” було створено радіально-кільцеву мережу (рис. 11.27) з центром O , розташованим у вершині кола радіусом 288 м. Сторона $O-12$ із 12-ти основних радіальних осей задає полярну вісь телескопа, а напрям інших сторін – вісь рейкової колії опромінювача. На основних осях додатково для контролю установа секцій рефлектора у радіальному напрямі в мережу включено пункти $1a-12a$, які віддалені від основних пунктів на 48 м і від центра РТ – на 240 м.

Знаки 23-34 – висотні, вони розташовані рівномірно по колу з радіусом 264 м через 30° . Для контролю положення цих пунктів на непарних осях закладено 6 знаків: 13-18. У південній частині РТ для контролю монтажу плоского рефлектора побудовано 4 пункти (19-22) з прив'язкою до пунктів основної мережі.

Для забезпечення установа щитів плоских рефлекторів усі пункти мережі закріплювалися залізобетонними стовпами перерізом 180×180 мм і глибиною від 6 до 8 м. Верхня частина знаків утворювала пілон заввишки 1,2 м з оголовком і втулкою діаметром 25,4 мм та кулькою на її дні діаметром 5 мм для центрування теодоліта. За допомогою юстувальних гвинтів втулка виводилася на проектний радіус.

Планове положення пунктів визначалося методом трилатерації з використанням інварних дротин, а висотне – прецизійним геометричним нівелюванням з точністю I класу. Скуп сторін мережі становила 1:1 000 000. До речі, аналогічні мережі зараз можна будувати методом суцільної триангуляції з використанням високоточних електронних тахеометрів типу TDM 5005 Leica.

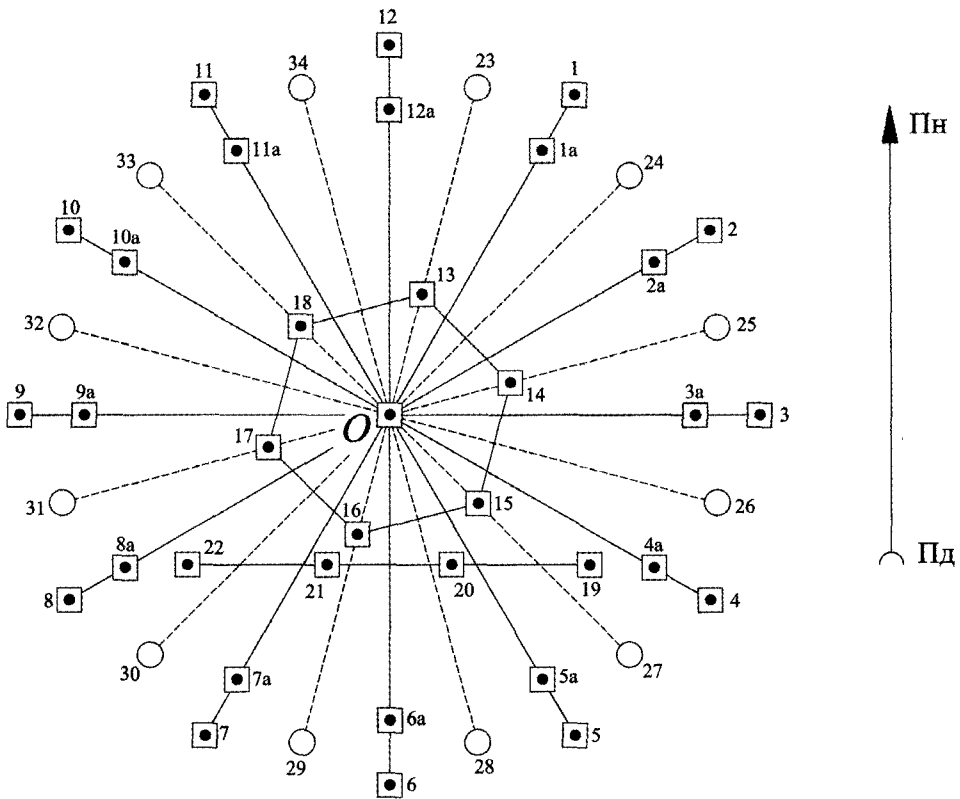


Рис. 11.27. Схема опорної геодезичної мережі радіотелескопа "РАТАН-600"

Площинність щитів рефлекторів контролювалася прецизійним нівелюванням вершин нанесеної на щити координатної сітки з похибкою до 0,3 мм. Щоб уникнути впливу температурної деформації каркасу і покриття, нівелювання щитів здійснювалося по базових точках у похмурі дні, а положення всіх точок контролювалося від базових. Для вилучення прогину щита від маси рейкового будувалася спеціальний дерев'яний настил. В сучасних умовах геометричне нівелювання замінюють точним тригонометричним з використанням прецизійного автоматичного тахеометра TDA 5005 Leica, яким дистанційно відстежується просторове положення катафотних марок, наклеєних у характерних вузлах конструкції рефлектора.

Глава 12. ГЕОДЕЗИЧНИЙ МОНІТОРИНГ ІНЖЕНЕРНИХ СПОРУД

12.1. Види деформаційних зміщень інженерних споруд і земної поверхні

Деформації інженерних споруд виникають внаслідок впливу різних природних і антропогенних факторів на основу споруди, її фундамент або конструктивну частину. Вони можуть утруднювати їх експлуатацію, вкорочувати довговічність і навіть призводити до руйнування. Перша видима ознака деформації споруди – це поява тріщин у її конструкціях через вертикальні або горизонтальні зміщення окремих вузлів.

Вертикальні зміщення поділяють на:

осідання – деформації, які виникають унаслідок ущільнення ґрунту під впливом зовнішніх навантажень, а іноді й власної маси ґрунту без зміни його структури (сюди відносять також осідання земної поверхні, викликані видобуванням корисних копалин та змінами геологічних умов);

просідання – деформації, що виникають переважно внаслідок докорінної зміни структури ґрунту основи як під впливом зовнішніх навантажень і власної його маси, так і в результаті замочування, відтаювання мерзлого ґрунту, особливо в місцях з високим рівнем ґрунтових вод, тощо;

набухання і усадка – деформації, викликані змінами об'єму ґрунтів, здебільшого глинистих, унаслідок їх зволоження, зміни температури (морозне випучування) тощо.

Осідання поділяють на *рівномірні* та *нерівномірні*. Рівномірні осідання характерні для споруд, зведених на однорідних ґрунтах. Нерівномірні осідання виникають унаслідок різного тиску частин споруди та неоднакового стискування ґрунту, що призводить до нахилу споруд, їх прогину, кручення, пориву стиків тощо.

Величини осідань залежать від типу ґрунтів та маси споруди. У початковий період, зокрема одразу після зведення споруд, осідання на піщаних ґрунтах мають більшу швидкість, ніж на глинистих, але перші швидше затухають (упродовж 2-3-х років), а другі – дуже повільно і розтягуються на багато років.

Горизонтальні зміщення виникають під впливом зсувних процесів, одностороннього напору води водосховища на греблю ГЕС, вітру, а також унаслідок нерівномірного осідання високих споруд.

Для характеристики осідань S і горизонтальних зміщень V користуються такими основними параметрами: 1) повне S і V ; 2) середнє S_c і V_c ; 3) різниця ΔS і ΔV ; 4) відносна $\Delta S/l$ і $\Delta V/l$, де l – відстань між двома точками конструкції або споруди; 5) прогин конструкції f/l , де f – стрілка прогину конструкції, утворена нерівномірним осіданням або горизонтальним зміщенням між трьома точками на відстані l ; при цьому стрілка прогину обчислюється за формулою $f = (S_1 + S_3)/2 - S_2$ або $f = (V_1 + V_3)/2 - V_2$. Іноді визначається кут кручення споруди, яке виникає тоді, коли різні частини споруди зазнають протилежних деформаційних зміщень (здебільшого має місце у вежових спорудах).

Гранично допустимі величини деформаційних зміщень (горизонтальних і вертикальних) встановлюються нормативними документами або обумовлюються в проектах, особливо для унікальних споруд. У будівельній практиці користуються переважно нормативними документами (ДБН, ДСТУ та ін.), в яких будинки і споруди поділено на групи залежно від типу ґрунтів основи. З таких документів в Україні найбільше використовується ГОСТ 24846-81 [66], в якому нормативні вимоги (табл. 12.1) вказуються для розрахункових величин горизонтальних і вертикальних зміщень піщаних та глинистих ґрунтів від 50 до 500 мм. Проте у проектах такі дані іноді відсутні, тому в таблиці визначено класи точності вимірювань, які прийнято для будинків та споруд:

I клас – унікальні й такі, що понад 50 років перебувають в експлуатації, зведені на скельних та напівскельних ґрунтах;

II клас – зведені на піщаних, глинистих та інших ущільнюваних ґрунтах;

III клас – зведені на насипних, просадкових, заторфованих та інших дуже ущільнюваних ґрунтах;

IV клас – земляні споруди.

При розрахунках точності вимірювання деформаційних зміщень виходять з того, що згідно з метрологічними вимогами скп визначуваного параметра не може перевищувати 10% його величини, тобто деформаційного зміщення.

Таблиця 12.1

Допустимі похибки для вимірювання деформаційних зміщень споруд

Клас точності вимірювань	Допустимі середні квадратичні похибки вимірювання зміщень, мм	
	вертикальних	горизонтальних
I	1	1
II	2	5
III	5	10
IV	10	15

12.2. Закладання деформаційних реперів і марок

При спостереженнях за осіданнями споруд вихідними пунктами для вимірювань I і II класів точності служать глибинні репери, а для III і IV класів – ґрунтові репери і марки, закладені в стінах та конструкціях будинків і споруд, осідання яких стабілізувалися (побудовані більше 3-х років тому).

Глибинні репери закладають здебільшого групами по три (кущами), віддаленими на 20-30 м один від одного з таким розрахунком, щоби кожне перевищення між ними контролювалося з одної станції нівеліра. Всі вони розташовуються біля будинків та споруд на відстані, яка втричі перевищує можливу глибину ущільнення ґрунту від їх фундаментів, залізниць, автошляхів, підземних комунікацій, поза зоною вібраційних процесів тощо. Конструкції глибинних реперів розглядаються у гл.1. Їх розміщення узгоджується зі службою експлуатації об'єкта.

Ґрунтові репери закладаються на 0,5-1 м нижче від глибини промерзання землі. На насипних та набухлих ґрунтах глибина закладання сягає 1,5 м нижче від

їх товщі. Грунтовими реперами можуть також служити забиті до твердих порід пали і труби гідрометричних свердловин.

Мінімальна кількість вихідних реперів (глибинних, ґрунтових) на майданчику – 3, максимальна – 7.

Контрольні деформаційні репери і марки (стінні та плитні) встановлюються в нижній (цокольній) частині будинків та споруд по їх периметру ззовні й у середині виробничих цехів на капітальних стінах, колонах, на стиках будівельних блоків і температурних швах (по обидва боки від них), на фундаментах технологічного обладнання, у місцях стикування поздовжніх та поперечних стін, динамічних навантажень із несприятливими геологічними умовами тощо. Проект та місця закладання реперів і марок узгоджуються з проектантом або службою експлуатації споруди.

Для спостережень **за горизонтальними зміщеннями і кренами** геодезична мережа має включати не менше двох-трьох вихідних пунктів, між якими забезпечується взаємна видимість. У разі відсутності таких умов кількість пунктів збільшується для забезпечення орієнтування приладів на кожній станції. В окремих випадках доцільно вибрати орієнтирні пункти. При виконанні робіт I і II класів точності пункти геодезичної мережі закріплюють на трубчастих пілонах з пластиною для примусового центрування тахеометра. Нижня частина знака повинна закладатися на 1 м нижче глибини промерзання ґрунту. Іноді ззовні труби над рівнем землі приварюють циліндричний стрижень завдовжки 30 і діаметром 20 мм, який служить репером точного нівелювання. Під час закладання такого знака до бетонування якоря доцільно розширити його діаметр, ущільнити ґрунт навколо труби, забетонувати відмостку діаметром 2 м та облаштувати огорожу для захисту від пошкодження пункту транспортом або будівельними механізмами. Для легшого розпізнавання пілон і огорожу зафарбовують у червоний колір.

Перед початком кожного циклу або у крайньому випадку навесні кожного року обов'язково виконують вимірювання мережі для контролю стабільності її пунктів. Метод визначення нестабільних знаків описується в п.12.13.

Деформаційні марки на конструкціях будинків та споруд, на зсувах земної поверхні, над гірничими виробками тощо закладають із врахуванням призначення, можливостей закріплення марок на стінах, колонах, перекриттях і дахах будинків, забезпечуючи надійність їх закріплення і жорсткість стояків винесення марок на вищій горизонт, а також можливості доступу персоналу для ремонту і т. ін.

У будівельній практиці здебільшого використовують марки на пластиковій пластині з фарбованим на ній центром діаметром 5-20 мм з двома концентричними колами різної ширини для легкого розпізнавання під час спостережень. Фарба наноситься трафаретом на внутрішній поверхні пластини і приклеюється на бетонну або металеву частину конструкцій. Дахові марки виготовляють у формі кульок діаметром 10-30 мм, які приварюються до невисокого стрижня, закріпленого на трубчастих стояках. Висота стояків вибирається з умовою забезпечення огляду марки з пунктів геодезичної мережі, переважно це 1-2 м (на об'єкті "Укриття" ЧАЕС висота трубчастих стояків змінного перерізу від 200 до 70 мм сягала 9 м, через що мали місце зміщення марок до 10 мм під впливом вітру та одностороннього нагрівання в сонячні дні).

Останнім часом на деформаційних знаках відповідальних споруд замість візирних марок розміщують стаціонарні трипеліпрізми кругового огляду типу

GRZ4360° (ZPR360°) Leica, яка дозволяє дистанційно вимірювати до призми кути і довжини ліній електронним тахеометром. Набувають поширення і катафотові плівки з рефлекторними марками, які наклеюють на стінах та конструкціях для вимірювання кутів і відстаней. Надійне вимірювання відстані до таких марок забезпечується при кутах неперпендикулярності площини марки до променя до $\pm 30^\circ$. Тому найефективнішим може бути використання безрефлекторних тахеометрів.

12.3. Визначення осідань і горизонтальних зміщень споруд та розрахунок точності геодезичних вимірювань

Осідання визначаються за виміряними позначками контрольного репера, отриманими із повторного нівелювання (геометричного, тригонометричного, гідростатичного, гідродинамічного), за формулою

$$S = H_2 - H_1.$$

Контрольні реperi зазвичай включаються в нівелірний хід, в якому найбільша похибка позначки буде в його середині. Оскільки ці ходи завжди мають одну трасу і прокладаються з однаковою точністю (один і той же нівелір, довжина ходу, умови нівелювання тощо), то похибка осідання

$$m_S = m_{h_1} \sqrt{2n},$$

де m_{h_1} – скп визначення перевищення на станції; n – кількість станцій в ході (на території ГДП беруть скп η на 1 км ходу і довжину L ходу в кілометрах).

Оскільки m_S задається, $n = L/2l$, а довжина ходу залежить від щільності розташування вихідних реперів, то похибку нівелювання на станції визначають з виразу

$$m_{h_1} \leq m_S \sqrt{\frac{l}{L}},$$

де L, l – довжини ходу і візирного променя до рейки на станції в метрах.

Тип нівеліра або тахеометра вибирають залежно від похибки перевищення на станції:

$$m_{h_1} = a + bl,$$

де a, b – коефіцієнти рівняння регресії, які визначаються з експериментальних досліджень точності нівеліра; l – відстань від нівеліра до рейки у метрах. Для нівелірів типу Н05 $a = 0,014$; $b = 0,0014$, для цифрового нівеліра DINI 010T – 0,04 і 0,002, для нівеліра НЗ – 0,5 і 0,04.

При точному тригонометричному нівелюванні $a = 1-2$ мм; $b = 0,005m_z$; $l = D \sin z$, де m_z – скп вимірювання зенітного кута; D – похила відстань. Для електронного тахеометра TC 1800 Leica $m_{h_1} \approx 1,5 + 0,005l$. Оптимальна відстань $l_{\text{опт}} = bL/a$, а кількість станцій $n_{\text{опт}} = L/2l_{\text{опт}}$.

Зауважимо, що описані вище розрахунки стосуються 1-розрядної побудови нівелірних ходів, які застосовуються на малих ділянках. На практиці здебільшого

переважають 2 і 3-розрядні побудови, які формують системи опорних пунктів геодезичної мережі спостережень на великих площах.

У 2-розрядній нівелірній мережі дотримуються умови

$$\sqrt{m_1^2 + m_2^2} \leq m_S.$$

Застосовуючи до похибок m_1 і m_2 традиційне співвідношення $2m_1 = m_2$, отримаємо:

$$m_2 \leq 0,89m_S; \quad m_1 \leq 0,45m_S.$$

Якщо $m_S \leq 2$ мм (II клас точності визначення осідань), то похибка робочого нівелювання не може перевищувати величини $m_2 \leq 1,8$ мм, а похибка каркасної мережі – $m_1 = 0,9$ мм, за якими визначаються допустимі довжини ходів.

Для 3-розрядної мережі приймається умова:

$$\sqrt{m_1^2 + m_2^2 + m_3^2} \leq m_S,$$

звідки аналогічно отримуємо відповідні залежності для робочої мережі, мережі згущення і каркасної:

$$m_3 \leq 0,87m_S; \quad m_2 \leq 0,44m_S; \quad m_1 \leq 0,22m_S.$$

Порівняно з 2-розрядною мережею тут значно зростає точність каркасної мережі. Тому на практиці намагаються будувати 2-розрядні мережі, а 3-розрядні використовують на великих об'єктах.

Горизонтальне зміщення (крен) – це вектор, що визначається за різницями $\delta x = x_2 - x_1$; $\delta y = y_2 - y_1$ координат точки споруди, отриманих у 1-му і 2-му циклах спостережень (у крені – різних точок в одному циклі):

$$l = \sqrt{\delta x^2 + \delta y^2}; \quad \alpha_l = \arctg \frac{\delta y}{\delta x},$$

де l – лінійна величина зміщення (скаляр); α_l – азимут зміщення.

Похибки

$$m_l = \sqrt{(m_{x_1}^2 + m_{x_2}^2) \cos^2 \alpha_l + (m_{y_1}^2 + m_{y_2}^2) \sin^2 \alpha_l} \approx \\ \approx \sqrt{2[m_x^2 \cos^2 \alpha_l + m_y^2 \sin^2 \alpha_l]}; \quad m_{\alpha_l} = \frac{m_l}{l} \rho,$$

де m_{x_i}, m_{y_i} – похибки координат точок ($i = 1, 2$), які при спостереженнях з одних і тих самих пунктів та за близьких умов впливу зовнішніх факторів практично будуть однаковими.

Для $m_x = m_y = m_p / \sqrt{2}$ похибка $m_l = m_p$ незалежно від кута орієнтування вектора зміщення. Таким чином, при заданій похибці m_l визначення горизонтального зміщення (крену) похибка визначення планового положення контрольної точки в кожному циклі буде такою: $m_p \leq m_l$.

Горизонтальні зміщення і крени також визначають з 2 і 3-розрядних мереж: каркасної та робочої або каркасної, згущувальної та робочої, похибки яких визначаються відповідно за формулами

$$m_2 \leq 0,89m_1; \quad m_1 \leq 0,45m_1;$$

$$m_3 \leq 0,87m_1; \quad m_2 \leq 0,44m_1; \quad m_1 \leq 0,22m_1.$$

Якщо $m_1 \leq 5$ мм (II клас точності), а відстань між пунктами каркасної мережі $c = 300$ м, то при 2-розрядній побудові отримуємо: $m_2 \leq 4,4$; $m_1 \leq 2,2$; $m_c \leq m_1 \sqrt{2} = 3,2$ мм з відносною скп сторони 1:94 300. Оскільки вимірювання проводяться не менше ніж з двох пунктів (електронний тахеометр) або трьох (спосіб прямої кутової засічки), то вимоги до точності взаємного положення опорних пунктів можна зменшити на $\sqrt{2}$, тобто прийняти 1:70 000. При цьому похибка вимірювання кутів мережі має становити 2-3".

12.4. Методи вимірювання вертикальних зміщень

При вимірюванні вертикальних зміщень використовують такі методи: геометричне, тригонометричне, гідростатичне та гідродинамічне нівелювання, методи фотограмметрії та GPS. Найпоширеніше геометричне нівелювання, яке використовується для вимірювань I-IV класів точності. Високу точність забезпечує гідростатичне й гідродинамічне нівелювання на невеликих ділянках та у важкодоступних місцях. Гідродинамічне нівелювання властиве стаціонарним системам (див. гл. 4).

Тригонометричне та фотограмметричне нівелювання (відповідно на великих та малих відстанях) належать до найефективніших методів вимірювання перевищень до недоступних споруд та місцевості, особливо до екологічно небезпечних та аварійних об'єктів, і використовується для вимірювань II-IV класів. GPS-нівелювання поки що можна застосувати для вимірів IV класу точності. Вимоги до точності вимірювань у цих класах викладено в п.12.1. Для забезпечення ефективного виконання вимірювань допускається комбінація описаних методів.

12.5. Методи вимірювання горизонтальних зміщень і кренів

Горизонтальні зміщення можна вимірювати методами триангуляції, прямих та обернених лінійно-кутових засічок, трилатерації, полігонометрії, GPS і фотограмметрії. На лінійних спорудах (греблі ГЕС, мости, підпірні стінки і т. п.) проводять переважно *створні вимірювання*. Організація і методи геодезичних вимірювань розглядаються в ППГР.

Створні вимірювання – це однокоординатний метод визначення горизонтального зміщення точки споруди відносно вертикальної площини, яка проходить через кінцеві точки створу. Тому напрям створу вибирається із врахуванням потенційних зміщень точок споруди під впливом зовнішніх факторів, скажімо тиску води водосховища на тіло греблі або ґрунту на підпірну стінку. З огляду на цю обставину на мостах замість створів краще використовувати *метод триангуляції*.

У практиці моніторингових спостережень найбільше поширені такі способи вимірювання нестворності: струнний, малих кутів, послідовного, частинного і перекривного створів, створно-кутового ходу [94,115]. Кожен створ закріплюють на кінцях надійними знаками, які задають напрям і забезпечують стабільність створу.

Струнні створи (рис. 12.1) задають струною, перекиненою через один або два блоки. На кінцях струн підвішують гирю масою до 50% від розривного зусилля струни. Для зменшення провисання струни використовують підвіски (в промислових цехах) або поплавці (в потерні гребель ГЕС). Перевага струнних створів – можливість використання їх у місцях рефракційних спотворень атмосфери (металургійне виробництво, котельні тощо). Якщо струну підвішено на значній висоті над робочим горизонтом, то для контролю нестворності користуються ПВП (див. гл. 6).

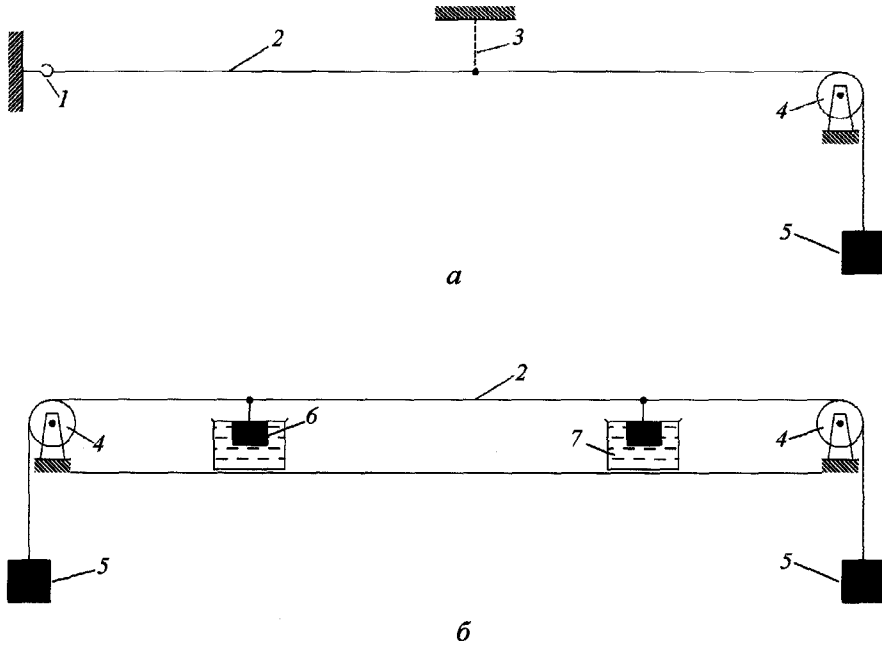


Рис. 12.1. Струнні створи:

a – з анкером і блоком; *б* – з двома блоками та поплавцями;
1 – анкер; 2 – струна; 3 – підвіска; 4 – блок; 5 – гиря; 6 – поплавець; 7 – резервуар

У **способі малих кутів** (рис. 12.2) відхилення точок споруди від створу *AB* визначають за вимірними в кінцевих пунктах створу тахеометром (теодолітом) кутами γ_{1i} ($i=1,2,\dots,n$) нестворності від лінії *AB*, а для контролю вимірювань – кутами γ_{2i} ($i=1,2,\dots,n$) від лінії *BA*. Відхилення від створів обчислюють за формулами

$$y_{1i} = a_i \operatorname{tg} \gamma_{1i}; \quad y_{2i} = b_i \operatorname{tg} \gamma_{2i},$$

де a_i, b_i – віддалення контрольних точок від кінців створу, які можна за малістю кутів визначати з похибкою 1: 2000.

Похибка величини нестворності $m_y = am_\gamma / \rho$ залежить від довжини створу і похибки вимірювання малих кутів. При вимірюванні цих кутів точними теодолітами, тахеометрами або алініометрами похибка $m_\gamma = 0,5-1''$, що дозволяє визначати нестворність з похибкою 1-2 мм на відстані до 250 м. Проте на довгих створах похибка способу зростає. Тому для підвищення точності кути на кожен пункт

вимірюють у прямому та зворотному напрямках і визначають середньозважене значення відхилення:

$$y_i = \frac{b_i^2 y_{1i} + a_i^2 y_{2i}}{a_i^2 + b_i^2}.$$

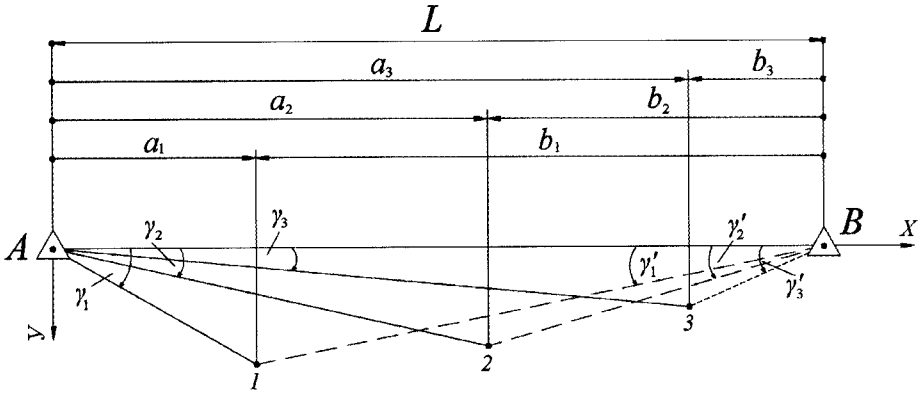


Рис. 12.2. Спосіб малих кутів

Для середньої точки створу похибка

$$m_y = \frac{Lm_\gamma}{2\rho},$$

де L – довжина створу.

Іноді замість способу вимірювань малих кутів на таких створах застосовують *спосіб рухомої марки* (див. гл. 4), яку закріплюють на контрольній точці й за допомогою мікрометричного гвинта вводять у створ лінії AB . Величину зміщення відраховує помічник по шкалі мікрометра марки. Дистанційне керування рухом марки та відліку по шкалі суттєво ускладнює систему вимірювань і робить її неефективною. Горизонтальне зміщення між циклами спостережень визначається за різницею виміряних ординат.

Спосіб послідовного створу (рис. 12.3) передбачає послідовне скорочення довжини створу, коли після вимірювання відхилення $y_1 = q_1$ точки I відносно створу AB тахеометр встановлюють у цій точці, орієнтують по лінії $I-B$ і вимірюють часткове (неповне) відхилення q_2 точки 2 і т. д. до кінця створу. Оскільки вимірювання ведуться із зміщених точок відносно загального створу, то повне відхилення y_i кожної точки відносно загального створу визначається за формулою

$$y_i = \frac{L - a_i}{L - a_1} q_1 + \frac{L - a_i}{L - a_2} q_2 + \frac{L - a_i}{L - a_3} q_3 + \dots + q_i.$$

Для рівновіддалених точок створу, наприклад, при відстані S між ними, відхилення становитиме:

$$y_i = (n + 1 - i) \left[\frac{q_1}{n} + \frac{q_2}{n - 1} + \frac{q_3}{n - 2} + \dots + \frac{q_i}{n + 1 - i} \right].$$

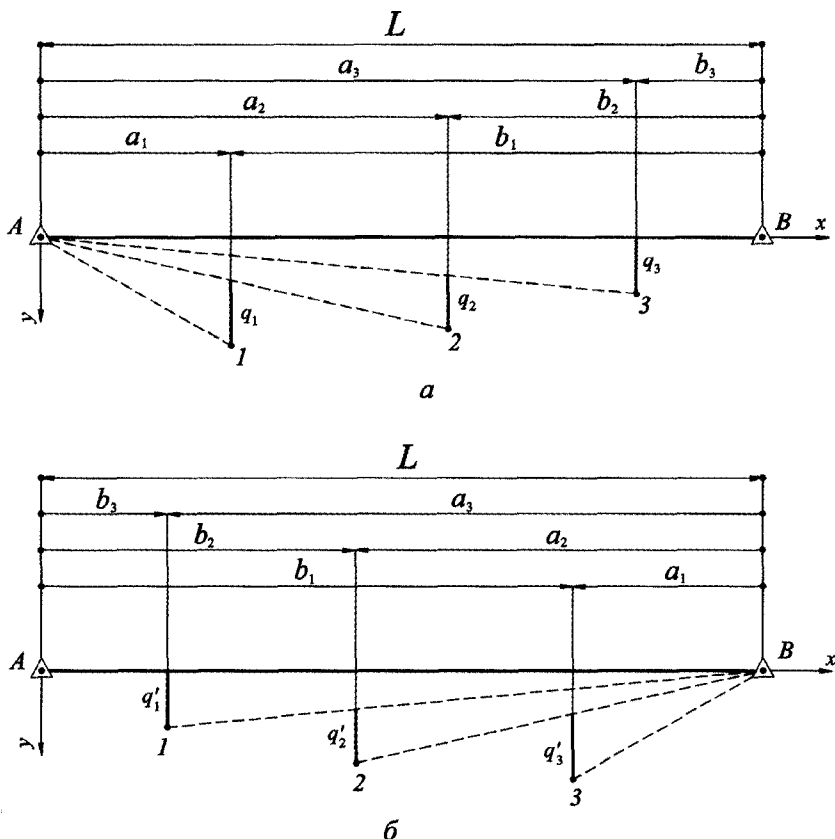


Рис. 12.3. Спосіб послідовного створу:
a – прямий; *б* – зворотний

Похибки вимірювання нестворності, які зростають у міру наближення до кінця створу, для i -ї точки створу, які розташовані на однаковій відстані одна від одної, розраховуються за формулою

$$m_{y_i} = (n+1-i) \sqrt{\frac{m_{q_1}^2}{n^2} + \frac{m_{q_2}^2}{(n-1)^2} + \frac{m_{q_3}^2}{(n-2)^2} + \dots + \frac{m_{q_n}^2}{(n+1-i)^2}}.$$

де m_{q_i} – похибка вимірювання відхилення точки від створу ($i=1,2,\dots,n$); n – загальна кількість точок у ньому.

При однакових похибках вимірювання відхилень ця формула має вигляд:

$$m_{y_i} = (n+1-i) m_q \sqrt{\frac{1}{n^2} + \frac{1}{(n-1)^2} + \frac{1}{(n-2)^2} + \dots + \frac{1}{(n+1-i)^2}}.$$

Зауважимо, що останній член підкореневого виразу у формулах дорівнює 1.

Найбільшу похибку отримує середня точка створу. Так, для 8-ми рівновіддалених точок отримано такий розподіл похибок прямого ходу: $m_{y_1} = m_q$; $m_{y_2} = 1,33m_q$; $m_{y_3} = 1,52m_q$; $m_{y_4} = 1,62m_q$; $m_{y_5} = 1,63m_q$; $m_{y_6} = 1,58m_q$; $m_{y_7} = 1,45m_q$; $m_{y_8} = 1,21m_q$.

Якщо спостереження ведуть з двох кінцевих пунктів створу, то обчислюють середньовагові значення відхилень (ваги визначають як $p_i = C/a_i^2$ і $p_i = C/b_i^2$, де a_i, b_i – віддалення точки від кінців створу). В цьому випадку для вказаного прикладу похибки відхилень становлять: $m_{y_1} = 0,77m_q$; $m_{y_2} = 0,98m_q$; $m_{y_3} = 1,10m_q$; $m_{y_4} = 1,14m_q$; $m_{y_5} = 1,14m_q$; $m_{y_6} = 1,10m_q$; $m_{y_7} = 0,98m_q$; $m_{y_8} = 0,77m_q$, тобто похибки зменшуються приблизно на $\sqrt{2}$.

Похибки відхилення середньої точки для *непарної* кількості створних точок розраховуються за формулою

$$m_{y_{n/2}} = \frac{n+1}{2} m_q \sqrt{\frac{1}{n^2} + \frac{1}{(n-1)^2} + \frac{1}{(n-2)^2} + \dots + \frac{1}{[(n+1)/2]^2}}.$$

Формула придатна для *парної* кількості точок, якщо в ній замість $(n+1)$ брати n .

Основна умова способу – забезпечення видимості вздовж усього створу, щоб гарантувати з кожної точки наведення приладу на кінцевий пункт B . Це легко зробити, модифікувавши спосіб послідовних створів у **спосіб частинних створів (тріад)**, в якому від частини (тріади) створу $A-2$ вимірюється частина відхилення q_1 першої точки. Потім прилад встановлюють у точці 1 і від створу $1-3$ у другій тріаді вимірюють аналогічне відхилення q_2 другої точки і т. д. до кінця створу AB , вимірюючи останнє відхилення q_n від створу $(n-1)-B$.

Повні відхилення кожної точки від частинного створу визначається ординатами $y_i (i=1,2,3,\dots,n)$, які функціонально залежать від вимірних тріадних відхилень q_i і розташування точок на створі, зокрема пікетажних відстаней a_i і b_i (рис. 12.4). За різницями цих відстаней обчислюють віддалі $d_0, d_1, d_2, \dots, d_n, d_{n+1}$, сума яких дорівнює довжині частинного створу. Ординати y_i знаходять із системи n рівнянь:

$$\begin{aligned} (d_0 + d_1)y_1 - d_0y_2 &= (d_0 + d_1)q_1; \\ -d_3y_1 + (d_1 + d_2)y_2 - d_1y_3 &= (d_1 + d_2)q_2; \\ -d_3y_2 + (d_2 + d_3)y_3 - d_2y_4 &= (d_2 + d_3)q_3; \\ \dots\dots\dots &; \\ -d_{i+1}y_{i-1} + (d_i + d_{i+1})y_i - d_iy_{i+1} &= (d_i + d_{i+1})q_i; \\ \dots\dots\dots &; \\ -d_ny_{n-1} + (d_n + d_{n+1})y_n &= (d_n + d_{n+1})q_n, \end{aligned} \tag{12.1}$$

після чого обчислюють повні (приведені) відхилення y від створу AB . Для оцінювання точності таку ж задачу розв'язують за результатами вимірювань у зворотному напрямі створу і за різницями ординат обчислюють скп точки створу.

Аналіз рівнянь показує, що ордината кожної середньої точки повної тріади (без вихідних пунктів) множиться на суму відстаней до попередньої і наступної

точок та всюди має знак “плюс”, а виміряне у ній відхилення множиться на цю ж суму відстаней і формує вільний член рівняння. Ординати сусідніх точок триади беруться зі знаком “мінус”.

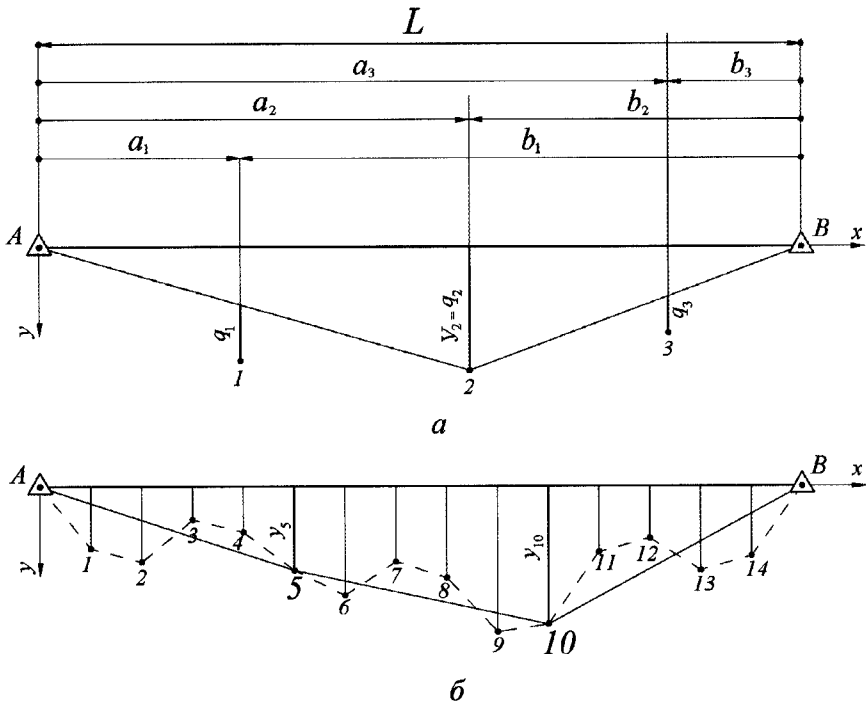


Рис. 12.4. Частинний створ з базовими точками:
а – одна базова точка; б – дві базові точки

Похибку ординат створних точок у прямому ході розраховують за формулою

$$m_{y_i} \approx m_q \sqrt{\frac{n(i+1)}{n+1}},$$

де m_q – скп оцінювання вимірювань відхилень частинного створу з прямого і зворотного ходів; i, n – номер точки і кількість рівновіддалених точок створу.

Похибка вимірювання одного відхилення у триаді

$$m_{q_i} = \sqrt{2m_{\text{ц}}^2 + \left[\frac{(d_i + d_{i+1})30''}{V\rho''} \right]^2 + m_{\text{в}}^2},$$

де $m_{\text{ц}}$ – похибка центрування тахеометра і візирної марки; V – збільшення зорової труби тахеометра або алініметра; $m_{\text{в}}$ – власна похибка відліку відхилення точки по шкалі рейки, марки або мікрометра (оптичного, механічного).

Похибку горизонтального зміщення будь-якої точки частинного створу з двох циклів спостережень теоретично можна записати як

$$m_l \approx \sqrt{m_{y_j}^2 + m_{y_{j+1}}^2}.$$

Якщо загальний створ поділено на кілька частинних, то в похибці m_i враховують похибку нестворності проміжних пунктів загального створу.

Для прикладу подамо визначення ординат на створі з трьох точок за рівняннями

$$\begin{aligned}(d_0 + d_1)y_1 & - d_0 y_2 & - 0 \cdot y_3 & = (d_0 + d_1)q_1; \\ - d_3 y_1 + (d_1 + d_2)y_2 & & - d_2 y_3 & = (d_1 + d_2)q_2; \\ - 0 \cdot y_1 & - d_3 y_2 + (d_2 + d_3)y_3 & & = (d_2 + d_3)q_3.\end{aligned}$$

При відстанях між трьома створними точками відповідно 38, 58, 41 і 35 м та вимірних відхиленнях 7, 12 і 17 мм складаємо рівняння:

$$\begin{aligned}96y_1 - 38y_2 - 0 \cdot y_3 & = 672; \\ - 41y_1 + 99y_2 - 58y_3 & = 1188; \\ - 0 \cdot y_1 - 35y_2 + 76y_3 & = 1292,\end{aligned}$$

звідки отримуємо: $y_1 = 24,3$; $y_2 = 44,6$; $y_3 = 37,5$ мм.

Для частинного створу з однаковими відстанями між його точками формули визначення ординат суттєво спрощуються і коефіцієнти при ординатах діагональної матриці набувають значень 1 або 0,5, а саме:

$$\begin{aligned}1 \cdot y_1 - 0,5 \cdot y_2 & = q_1; \\ - 0,5 \cdot y_1 + 1 \cdot y_2 - 0,5 \cdot y_3 & = q_2; \\ \dots\dots\dots & \\ - 0,5 \cdot y_{i-1} + 1 \cdot y_i - 0,5 \cdot y_{i+1} & = q_i; \\ \dots\dots\dots & \\ - 0,5 \cdot y_{n-1} + 1 \cdot y_n & = q_n.\end{aligned}$$

Точність способу частинних створів падає із збільшенням довжини створу, але він забезпечує меншу похибку визначення взаємного положення суміжних пунктів. Для зменшення похибки скорочують довжину візирного променя до такого рівня, щоб вплив похибок візування дещо перевищував сумарний вплив систематичних (інструментальних) похибок. Тому замінити тріади квадріадами та іншими побудовами нераціонально.

Спосіб створно-кутового ходу (рис. 12.5). При вимірюванні деформацій видовжених підкранових колій у цехах із задимленою атмосферою, канатних доріг і т. п. іноді доводиться ділити довгі створні лінії на окремі ділянки. Для цього на конструкції вибирають ряд проміжних точок з умовою забезпечення взаємної видимості між суміжними точками. В усіх проміжних точках теодолітом високої точності вимірюють ліві горизонтальні кути β_i ($i = 1, 2, \dots, n$) і обчислюють кути нестворності $\gamma_i = 180^\circ - \beta_i$. Додатне значення γ_i свідчить про те, що наступна лінія ламаного створу відхилена від попередньої праворуч, а від'ємне – ліворуч.

Якщо A і B – початкова і кінцева точки створу, то зміщення y_i будь-якої проміжної точки P_i від лінії створу AB визначається за формулами

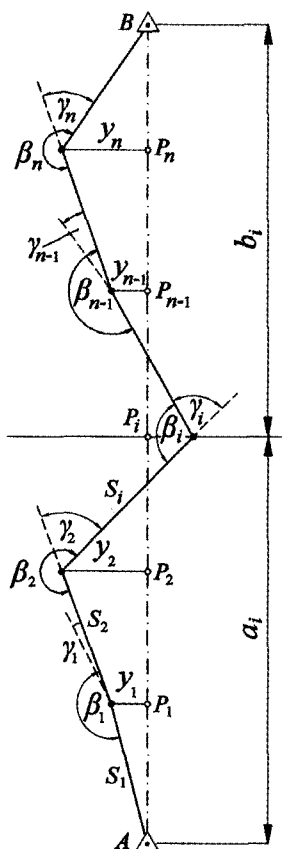


Рис. 12.5. Спосіб створно-кутового ходу

$$y_i = \frac{1}{\rho \sum_{i=1}^{n+1} s_i} [b_i(a_1\gamma_1 + a_2\gamma_2 + \dots + a_{i-1}\gamma_{i-1}) + a_i(b_i\gamma_i + b_{i+1}\gamma_{i+1} + \dots + b_n\gamma_n)]; \quad (12.2)$$

$$a_i = s_1 + s_2 + \dots + s_i; \quad b_i = s_{i+1} + s_{i+2} + \dots + s_{n+1},$$

де s_i – відстань між точками P_i і P_{i+1} ; a_i, b_i – відповідно віддалення точки P_i від початку та кінця створу.

Якщо створні точки розміщені на лінії з однаковим інтервалом, тобто коли $a_i = iS$ і $b_i = (n+1-i)S$, то

$$y_i = \frac{S}{\rho(n+1)} (n+1-i)[\gamma_1 + 2\gamma_2 + 3\gamma_3 + \dots + (i-1)\gamma_{i-1}] + i[(n+1-i)\gamma_i + (n-i)\gamma_{i+1} + \gamma_n]. \quad (12.3)$$

До речі, для опрацювання даних вимірювань можна використати формули (12.1) способу частинних створів, визначивши q_i за допомогою кута γ_i нестворності та довжин його сторін.

Похибки зміщень, які визначаються за формулами (12.2) і (12.3), відповідно мають вигляд:

$$m_{y_i} = \frac{m_\gamma}{\rho \sum_{i=1}^{n+1} s_i} \sqrt{b_i^2 \sum_{i=1}^{n-1} a_i^2 + a_i^2 \sum_{i=1}^n b_i^2}; \quad m_{q_i} = K_i \frac{Sm_\gamma}{\rho};$$

$$K_i = \frac{1}{n+1} \sqrt{\frac{1}{6} \{ (n-i+1)^2 (i^2 - 1)(2i-1) + (n-i)(n-i+1)[2(n-i)+1] \}}. \quad (12.4)$$

Значення множників K_i для розрахунку точності побудови створу від 1 до 10 проміжних рівновіддалених точок наведено в табл. 12.2, де жирним виділено максимальні величини. У практичних розрахунках для $n > 10$ ці множники можна визначати за наближеною формулою

$$K_i = \frac{i(n-i+1)}{\sqrt{3(n+1)}},$$

де i – номер точки від початку (кінця) створу (без врахування вихідних пунктів).

При $S = 200$ м, $m_\beta = m_\gamma = 2''$ і $n = 6$ для середніх двох точок створної лінії $m_{3,4} = 2,67$ і $m_{q_3} = m_{q_4} = 5,3$ мм.

Значення коефіцієнтів K_i для розрахунку точності створних точок

Кількість проміжних точок створу	Поточний номер i -ї точки створу									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	0,50									
2	0,74	0,74								
3	0,94	1,22	0,94							
4	1,10	1,61	1,61	1,10						
5	1,24	1,94	2,18	1,94	1,24					
6	1,36	2,24	2,67	2,67	2,24	1,36				
7	1,48	2,50	3,11	3,32	3,11	2,50	1,48			
8	1,59	2,74	3,51	3,90	3,90	3,51	2,74	1,59		
9	1,69	2,97	3,88	4,43	4,61	4,43	3,88	2,97	1,69	
10	1,78	3,18	4,22	4,92	5,26	5,26	4,92	4,22	3,18	1,78

На підставі викладеного можна зробити такі висновки:

- найслабшою точкою є середина створу;
- в міру наближення визначуваних точок до вихідних пунктів їх точність підвищується майже за лінійним законом;
- на практиці треба прагнути до мінімальної кількості проміжних точок створу;
- спостереженням кінцевих пунктів створу з кожної проміжної точки (при наявності видимості) точність вимірювань підвищується.

Для забезпечення належної якості створних вимірів відстань між точками створу необхідно вимірювати з відносною похибкою

$$\frac{m_S}{S} = \frac{m_\gamma}{\gamma} \approx \frac{m_y}{3y},$$

де m_y / y — задана відносна похибка визначення редукції (зазвичай це 1/10, 1/20, 1/50 або 1/100).

Наприклад, для створу з 8-ми проміжних точок при найбільшому значенні $K = 3,90$ і $m_r / r = 1/100$ відносна скп виміру лінії не повинна перевищувати 1/100.

Перекривний створ (рис. 12.6) використовується на криволінійних спорудах (тунелі, радіальні греблі, мости тощо). Кінцеві пункти A і B створу закріплюють на початку прямих ділянок кривої, яку поділяють на $n + 1$ частин. Відхилення q_i ($i = 1, 2, 3, \dots, n$) кожної точки від прямої, яка з'єднує попередню і наступну точки, вимірюється способом бокового нівелювання або способом малого кута нестворності γ_i . Тоді величина q_i як перпендикуляр на сторону d_i визначається за формулами

$$\gamma_i = 180^\circ - \beta_i; \quad q_i = \frac{S_{i-1}S_i}{d_i} \sin \gamma_i; \quad d_i = \sqrt{S_{i-1}^2 + S_i^2 - 2S_{i-1}S_i \cos \gamma_i},$$

де β_i – вимірний в контрольній точці лівий по ходу кут між сторонами S_{i-1} і S_i гострокутного трикутника; S_i – вимірні сторони між контрольними точками створу ($i = 1, 2, 3, \dots, n + 1$).

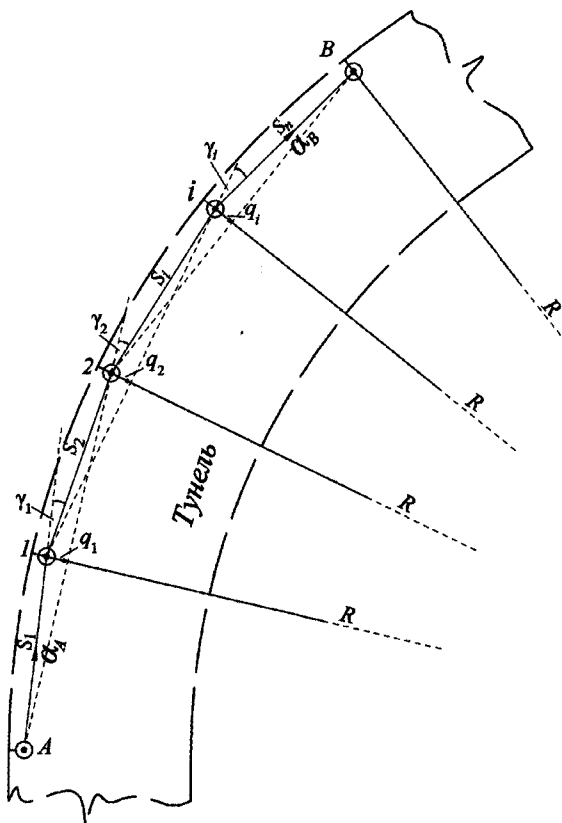


Рис. 12.6. Перекривний створ

При додатному значенні кута γ_i відхилення має знак “плюс”, а при від’ємному – “мінус”.

Деформаційне зміщення точки створу визначається за різницею відхилень:

$$l_i^{j+1} = q_i^{j+1} - q_i^j,$$

де j – номер циклу спостережень.

При однаковій точності вимірювання відхилень $m_q = \frac{S_{i-1} S_i m_\gamma}{d_i \rho} \approx \frac{S m_\gamma}{2\rho}$

похибка визначення горизонтального зміщення в одній точці

$$m_l = \frac{S m_\gamma}{\sqrt{2}\rho}$$

не повинна перевищувати встановленого нормативного значення точності.

Найменші похибки горизонтального зміщення отримують точки, наближені до кінців створу, а максимальну має середня точка створу, яка розраховується за формулою

$$m_{l_{n/2}} = 0,71 \sqrt{m_{q_1}^2 + m_{q_2}^2 + \dots + m_{q_n}^2}.$$

Наприклад, для створу завдовжки 800 м і радіусом 600 м при $n = 10$, $S = 80$ м, $q = 1,4$ м, $m_\gamma = m_\beta = 3''$ похибка визначення одного відхилення (із врахуванням похибок $m_{\text{ц}} = 0,7$ мм центрування приладів) становитиме:

$$m_q = \sqrt{\left(\frac{80 \cdot 3}{206,3 \cdot \sqrt{2}}\right)^2 + 2 \cdot 0,7^2} = 1,6 \text{ мм},$$

а скп зміщення середньої точки сягатиме 3,5 мм.

Опрацювання даних вимірювань на створах можна вести на ПК за програмою типу “Топоград”, використовуючи наближені довжини сторін однаковими в усіх циклах. Якщо ж потрібно визначати поздовжній вектор зміщення точок, то ці сторони вимірюють у кожному циклі спостережень.

12.6. Диференціальні методи визначення просторових зміщень споруд

12.6.1. Загальні положення

Деформації розмірів і форми споруд при їх будівництві та експлуатації виражаються у зміні координат їх точок. Ці зміни визначають за результатами різного роду геодезичних вимірювань: горизонтальних і вертикальних кутів, горизонтальних і похилих відстаней, створності та ін. За змінами координат δx , δy і δH характерних точок споруд можна визначити азимут* і зенітний кут та величину загального зміщення точки в просторі:

$$\alpha_{\delta} = \arctg \frac{\delta y}{\delta x}; \quad z_{\delta} = \arctg \frac{\sqrt{\delta x^2 + \delta y^2}}{\delta H}; \quad \delta = \sqrt{\delta x^2 + \delta y^2 + \delta H^2}. \quad (12.5)$$

Зважаючи на те, що деформаційні зміщення споруд часто визначають дистанційними методами, на практиці поряд із способом просторових полярних координат успішно користуються способами кутових та лінійно-кутових засічок.

Припустимо, що засічкою визначено положення будь-якої точки P' споруди і відомі її наближені координати X', Y', H' . Тоді з урівноваження засічки параметричним методом можна визначити вектори поправок δx , δy і δH так, що шукані координати точки будуть:

$$X'' = X' + \delta x; \quad Y'' = Y' + \delta y; \quad H'' = H' + \delta H. \quad (12.6)$$

В інженерно-геодезичній практиці такий варіант вирішення задачі застосовується при:

1) дослідженні деформацій інженерних споруд, коли їх точка P' задана координатами X', Y', H' , визначеними в першому циклі вимірювань, і треба визначити положення точки P'' з координатами X'', Y'', H'' у другому циклі;

2) розмічуванні точки P^0 інженерної споруди, заданої проектними координатами X^0, Y^0, H^0 , коли її положення визначається за допомогою наближеної до неї точки $P(X, Y, H)$, тобто за формулами

$$X^0 = X + \delta x; \quad Y^0 = Y + \delta y; \quad H^0 = H + \delta H; \quad (12.7)$$

3) пошуку геодезичного пункту P^0 , заданого координатами X^0, Y^0, H^0 , коли визначається положення наближеної до нього точки $P(X, Y, H)$ згідно з виразом (12.6).

В останніх двох задачах використовується метод редукування, при якому наближена точка P зміщується в задане (проектне) положення на величини:

$$r_x = -\delta x = X^0 - X; \quad r_y = -\delta y = Y^0 - Y; \quad r_H = -\delta H = H^0 - H. \quad (12.8)$$

* У міжнародній практиці дирекційний кут називають топографічним азимутом, тому варто перейняти цю назву для спрощення професійної термінології.

Деформаційні зміщення δx , δy , δH і редукції r_x, r_y, r_H відрізняються тільки знаками, що дозволяє на практиці для їх визначення використовувати один алгоритм. За знайденими деформаційними зміщеннями визначають азимут, зенітний кут і величину загального зміщення точки між першим і другим циклами спостережень у просторі та на площині:

$$\alpha_\delta = \operatorname{arctg} \frac{\delta_y}{\delta_x}; \quad z_\delta = \operatorname{arctg} \frac{\sqrt{\delta x^2 + \delta y^2}}{\delta H}; \quad \delta = \sqrt{\delta x^2 + \delta y^2 + \delta H^2}; \quad (12.9)$$

$$\alpha_\delta = \operatorname{arctg} \frac{\delta_y}{\delta_x}; \quad z_\delta = 90^\circ; \quad \delta = \sqrt{\delta x^2 + \delta y^2}, \quad (12.10)$$

а за редукційними елементами – азимут, зенітний кут і величину загального зміщення (редукції) наближеної точки в шукане положення у просторі та на площині:

$$\alpha_r = \operatorname{arctg} \frac{r_y}{r_x}; \quad z_r = \operatorname{arctg} \frac{\sqrt{r_x^2 + r_y^2}}{r_H}; \quad r = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + r_H^2}; \quad (12.11)$$

$$\alpha_r = \operatorname{arctg} \frac{r_y}{r_x}; \quad z_r = 90^\circ; \quad r = \sqrt{r_x^2 + r_y^2}.$$

Згідно з наведеними вище формулами, азимути α_δ і α_r , як і зенітні кути z_δ і z_r , полярно протилежні.

12.6.2. Визначення просторових зміщень точок споруд

За малістю деформаційних зміщень споруд зв'язок між вимірними геодезичними величинами і змінами координат точок виражається диференціальними формулами. Вигляд цих формул залежить від того, де знаходиться спостережувана точка: на площині чи в просторі.

При спостереженнях деформацій споруд у **горизонтальній площині**, коли визначаються зміни $\delta\alpha$ азимута або $\delta\beta$ лівого горизонтального кута і δS горизонтального прокладення, диференціальні формули мають такий вигляд (крім засічок, їх можна використати і у способі полярних координат):

$$-g_i \sin \alpha_i \delta x + g_i \cos \alpha_i \delta y = \delta \alpha_i; \quad \delta \alpha_i = \alpha''_i - \alpha'_i = \beta''_i - \beta'_i; \quad (12.12)$$

$$\cos \alpha_i \delta x + \sin \alpha_i \delta y = \delta S_i; \quad \delta S_i = S''_i - S'_i, \quad (12.13)$$

де S_i , α_i – горизонтальне прокладення і азимут лінії спостереження; g_i – градієнт ($g_i = \rho / S_i$).

При вимірюванні горизонтального кута γ_{li} у визначуваній точці, наприклад, у способі оберненої засічки, диференціальна формула має вигляд:

$$(g_{i+1} \sin \alpha_{i+1} - g_i \sin \alpha_i) \delta x - (g_{i+1} \cos \alpha_{i+1} - g_i \cos \alpha_i) \delta y = \delta \gamma_{i,i+1}; \quad (12.14)$$

$$\delta \gamma_{i,i+1} = \gamma''_{i,i+1} - \gamma'_{i,i+1}.$$

Для вимірних зенітних кутів і нахилених відстаней у **просторі** маємо:

$$\frac{\cos \alpha_i}{\operatorname{tgz}_i} \delta x + \frac{\sin \alpha_i}{\operatorname{tgz}_i} \delta y - \delta H = l_{z_i};$$

$$l_{z_i} = \frac{S' \sin(z_i'' - z_i')}{\sin z_i' \sin z_i''} - (I_i'' - I_i') + (V_i'' - V_i') - (f_i'' - f_i'); \quad (12.15)$$

$$\cos \alpha_i \operatorname{tgz}_i \delta x + \sin \alpha_i \operatorname{tgz}_i \delta y + \delta H = l_{D_i}; \quad l_{D_i} = \frac{D_i'' - D_i'}{\cos z_i''} + (I_i'' - I_i') - (V_i'' - V_i').$$

Залежно від виду геодезичної побудови використовують відповідні диференціальні формули, в яких величини, позначені одним штрихом, належать до першого циклу вимірів, а двома – до другого. Загалом будь-яку із цих формул можна записати як

$$a_i \delta x + b_i \delta y + c_i \delta H = l_i,$$

де a_i, b_i, c_i – коефіцієнти при шуканих невідомих; l_i – величина зміни вимірних параметрів засічки.

Для пошуку вектора горизонтального зміщення на площині треба скласти два рівняння, а у просторі – три (загальний випадок). Але у практиці вдаються до отримання надмірних (одного-двох і більше) вимірів, складаючи рівняння поправок

$$a_i \delta x + b_i \delta y + c_i \delta H - l_i = v_i; \quad i = 1, 2, 3, \dots, n$$

і отримуючи поправки за методом найменших квадратів, тобто за умовою Лежандра – Гаусса $[p v v] = \min$, після розв'язування нормальних рівнянь:

$$[p a a] \delta x + [p a b] \delta y + [p a c] \delta H = [p a l];$$

$$[p a b] \delta x + [p b b] \delta y + [p b c] \delta H = [p b l];$$

$$[p a c] \delta x + [p b c] \delta y + [p c c] \delta H = [p c l].$$

Вагу виміряного елемента визначають через його похибку за відомою загальною формулою $p_i = \mu^2 / m_i^2$, де μ – скп одиниці ваги (ваги окремих вимірних елементів засічок наведено в табл. 12.3).

Таблиця 12.3

Вибір ваг для різних засічок

Засічка	Ваги			
	P_B	P_S	$P_{z(v)}$	P_D
Плоска	$(\mu / m_B)^2$	-	-	-
Плоска лінійно-кутова	1	$(m_B / m_S)^2$	-	-
Просторова кутова	1	-	$(m_B / m_z)^2$	-
Просторова лінійно-кутова	1	$(\mu / m_S)^2$	$(m_B / m_z)^2$	-
	1	-	$(m_B / m_z)^2$	$(m_B / m_D)^2$

Точність визначення шуканих величин оцінюють за формулами:

$$\mu = \sqrt{\frac{[p_{vv}]}{n-3}}; \quad m_x = \mu\sqrt{Q_{11}}; \quad m_y = \mu\sqrt{Q_{22}}; \quad m_H = \mu\sqrt{Q_{33}};$$

$$Q_{11} = ([p_{bb}][p_{cc}] - [p_{bc}]^2) / D;$$

$$Q_{22} = ([p_{aa}][p_{cc}] - [p_{ac}]^2) / D;$$

$$Q_{33} = ([p_{aa}][p_{bb}] - [p_{ab}]^2) / D,$$

в яких D – детермінант системи нормальних рівнянь.

12.6.3. Способи визначення деформаційних зміщень точок на площині

На сучасному етапі розвитку технології для визначення горизонтальних зміщень точок споруд використовують переважно способи полярних координат та лінійно-кутових засічок.

Спосіб полярних координат вимірювання крену базується на вимірюванні двох горизонтальних кутів β_1 і β_2 та відстаней S_1 і S_2 до нижньої P_1 і верхньої P_2 точок споруди (рис. 12.7) на точці T з опорним напрямом TM . Взяти лінію TP_1

умовно за вісь абсцис і перпендикулярну до неї лінію за вісь ординат, за різницями кутів $\Delta\beta = \beta_2 - \beta_1$ та відстаней $\Delta S = S_2 - S_1$ можна визначити умовні величини кренів:

$$q_x = S_2 \cos \Delta\beta - S_1 \approx S_2 - S_1;$$

$$q_y = S_2 \sin \Delta\beta \approx S_1 \sin \Delta\beta,$$

а потім і загальний крен $K = \sqrt{q_x^2 + q_y^2}$. Умовний азимут φ_K загального крену обчислюється за формулою $\varphi_K = \text{arctg}(q_y / q_x)$.

Якщо за допомогою бусолі або гіроскопічної насадки на теодоліт виміряти азимут α_1 лінії TP_1 і α_a поздовжньої осі споруди (стіни), то можна обчислити проєкції загального крену споруди на її осі:

$$k_a = K \cos(\alpha_a - \varphi_K);$$

$$k_b = K \sin(\alpha_a - \varphi_K),$$

а також азимут загального крену $\alpha_K = \alpha_1 + \varphi_K$.

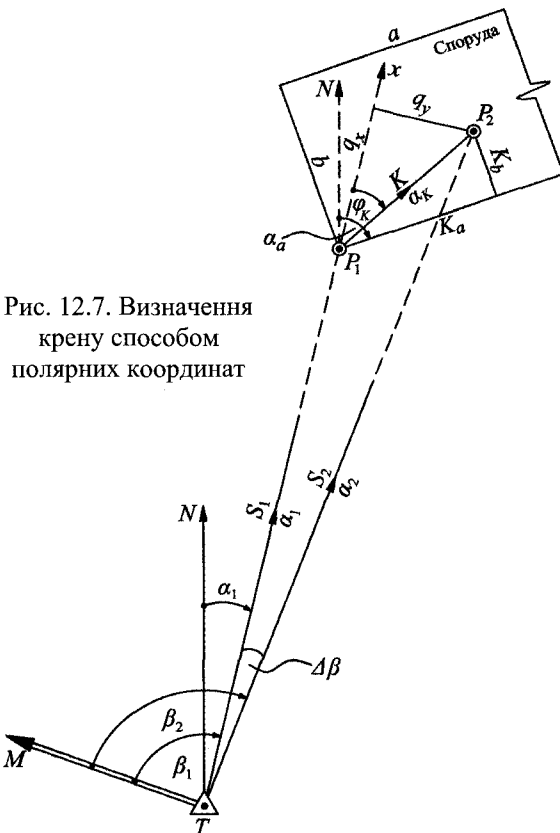


Рис. 12.7. Визначення крену способом полярних координат

Згідно з технічними вимогами крен споруди має вимірюватися з похибкою не більше ніж $h/5000$, де h – висота споруди. Тому похибки вимірювання кутів та довжин ліній не повинні перевищувати величин $m_\beta \leq \frac{m_{KP}}{2S}$; $m_S \leq \frac{m_K}{2}$. Так, якщо $h = 50$ м і $S = 75$ м, то $m_K \leq 10$ мм, $m_S \leq 5$ мм і $m_\beta \leq 12''$. Отже, вимірювання крену треба вести тахеометром середньої точності.

Зауважимо, що якщо ставиться задача визначення горизонтального зміщення однієї точки, наприклад, на зсувах, то кути і довжин ліній вимірюють в різних циклах спостережень. Тому, взявши $\alpha_2 = \alpha_1 + \Delta\beta$ як азимут лінії візування на точку у другому циклі, можна визначити деформаційні зміщення точки по осях координат об'єкта:

$$\delta x = S_2 \cos \alpha_2 - S_1 \cos \alpha_1; \quad \delta y = S_2 \sin \alpha_2 - S_1 \sin \alpha_1,$$

а потім загальний вектор горизонтального зміщення та його азимут:

$$\delta = K = \sqrt{\delta x^2 + \delta y^2}; \quad \alpha_\delta = \arctg(\delta y / \delta x).$$

Способи засічок [116] можна використовувати при необхідній або надлишковій кількості вимірювань горизонтальних і зенітних кутів та відстаней. Результати вимірювань найкраще подавати у матричній формі.

В однократній **прямій кутовій засічці** матриця має вигляд:

$$\begin{vmatrix} -\sin \alpha_1 & \cos \alpha_1 \\ -\sin \alpha_2 & \cos \alpha_2 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} \delta x \\ \delta y \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} l_1 \\ l_2 \end{vmatrix}; \quad l_1 = S_1 \sin \delta \alpha_1; \quad \delta \alpha_1 = \beta_1'' - \beta_1'; \\ l_2 = S_2 \sin \delta \alpha_2; \quad \delta \alpha_2 = \beta_2'' - \beta_2',$$

звідки знаходимо:

$$\delta x = \frac{l_1 \cos \alpha_2 - l_2 \cos \alpha_1}{\sin(\alpha_2 - \alpha_1)}; \quad \delta y = \frac{l_1 \sin \alpha_2 - l_2 \sin \alpha_1}{\sin(\alpha_2 - \alpha_1)}. \quad (12.16)$$

Загальне зміщення і його азимут визначаються за відомими формулами

$$\delta = \sqrt{\delta x^2 + \delta y^2} = \frac{\sqrt{l_1^2 + l_2^2 - 2l_1 l_2 \cos(\alpha_2 - \alpha_1)}}{\sin(\alpha_2 - \alpha_1)}; \quad \alpha_\delta = \arctg \frac{\delta y}{\delta x}. \quad (12.17)$$

За цими формулами визначають зміщення й у **створній засічці**, якщо виміряні зміни відхилень $l_1 = c_1'' - c_1'$; $l_2 = c_2'' - c_2'$ від створу між циклами спостережень. При цьому відхиленням треба надавати знак “мінус”, якщо точка розташована ліворуч від створу, і знак “плюс” – якщо праворуч.

Диференціальні формули (12.16) і (12.17) знайшли широке застосування для визначення крену споруд способом прямих кутових засічок. Вектор крену споруди (ріг будинку, вісь циліндричної колони синтезу або конічного димаря, щогли тощо) визначають за різницею горизонтальних кутів, виміряних на нижню і верхню точку споруди.

У спорудах циліндричної та конічної форм виміряні напрями β_i' і β_i'' відносять до бісектриси кута між лівою і правою твірними циліндра або конуса як

середнє значення із двох напрямів, одержаних відповідно при наведенні зорової труби на нижній (базовий) і верхній (робочий) яруси. На високих спорудах відстань між ярусами становить 15-30 м.

Для отримання величини зміщення (крену) із наперед встановленою точністю похибки горизонтальних кутів, відстаней і азимутів не повинні перевищувати величин

$$m_{\gamma} \leq \frac{m_k \rho}{S[1 - \cos(\alpha_2 - \alpha_1)]}; \quad m_S \leq \frac{\sqrt{2} m_k S \sin^2(\alpha_2 - \alpha_1)}{k[1 - \cos(\alpha_2 - \alpha_1)]};$$

$$m_{\alpha} \leq \frac{\sqrt{2} m_k \sin(\alpha_2 - \alpha_1) \rho}{k[1 - 2 \cos(\alpha_2 - \alpha_1)]}.$$

Якщо $m_k \leq 5$ мм, $k \leq 100$ мм ($m_k / k = 1/20$) для $\alpha_2 - \alpha_1 = 77^\circ$, $S_1 = S_2 = 200$ м, то похибки $m_{\gamma}, m_S, m_{\alpha}$ відповідно будуть: 2,5"; 2,2 м; 8,4'. Отже, визначальним фактором при виборі точності геодезичних вимірювань є задана відносна похибка визначення крену, при якій вимагається тільки висока точність вимірювання горизонтальних кутів. Довжини візорних променів та їх азимути можна визначати наближено простими засобами – нитковим віддалеміром та бусоллю.

Для контролю вимірювань спостереження ведуть не менше ніж із трьох станцій, які можна вибирати довільно (при утворенні допустимих кутів засічок), навіть без прив'язки до пунктів геодезичної мережі об'єкта. До речі, якщо зміщення або вектор крену споруди визначати координатним методом, тоді таке прив'язування станцій обов'язкове.

У **боковій засічці** [18], коли один кут, наприклад β_1 , вимірюється у вихідному пункті, а другий $-\gamma_{12}$ – у визначуваній точці, то обчислення ведуться за тими ж формулами при $\delta\alpha_2 = \delta\alpha_1 - (\gamma_{12}'' - \gamma_{12}')$. До речі, у рівносторонньому трикутнику похибка цієї засічки така ж, як і у прямій кутовій; при $\gamma = 90^\circ$ вона більша на 22%, а при $\gamma = 30^\circ$ – менша на 25%, що варто враховувати при малих кутах засічки.

Для **плоскої лінійної засічки**

$$\delta x = \frac{\delta S_1 \sin \alpha_2 - \delta S_2 \sin \alpha_1}{\sin(\alpha_2 - \alpha_1)}; \quad \delta y = \frac{\delta S_1 \cos \alpha_2 - \delta S_2 \cos \alpha_1}{\sin(\alpha_2 - \alpha_1)}; \quad \delta S_i = S_i'' - S_i'; \quad (i=1,2).$$

В **оберненій кутовій засічці** при вимірюванні кутів β_{12} і β_{13} на три вихідних пункти формується матриця

$$\begin{vmatrix} a_{12} & b_{12} \\ a_{13} & b_{13} \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} \delta x \\ \delta y \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \delta \beta_{12} \\ \delta \beta_{13} \end{vmatrix}; \quad \delta \beta_{12} = \beta_{12}'' - \beta_{12}'; \quad \delta \beta_{13} = \beta_{13}'' - \beta_{13}',$$

звідки знаходять

$$\delta x = (b_{13} \delta \beta_2 - b_{12} \delta \beta_{13}) / D; \quad \delta y = (a_{12} \delta \beta_{13} - a_{13} \delta \beta_{12}) / D, \quad (12.18)$$

де a, b – коефіцієнти; D – детермінант матриці ($D = a_{12} b_{13} - a_{13} b_{12}$).

У **двопроменевій лінійно-кутовій засічці** при вимірюванні довжини сторони в першому і лівого горизонтального кута – у другому пунктах та навпаки:

у першому кута, а в другому довжини сторони, зміщення обчислюють відповідно за формулами

$$\begin{aligned} \delta x &= \frac{l_{S1} \cos \alpha_2 - l_{\beta_2} \sin \alpha_1}{\cos(\alpha_2 - \alpha_1)}; \quad \delta y = \frac{l_{S1} \sin \alpha_2 + l_{\beta_2} \cos \alpha_1}{\cos(\alpha_2 - \alpha_1)}; \\ \delta x &= -\frac{l_{\beta_1} \sin \alpha_2 - l_{S2} \cos \alpha_1}{\cos(\alpha_2 - \alpha_1)}; \quad \delta y = \frac{l_{\beta_1} \cos \alpha_2 + l_{S2} \sin \alpha_1}{\cos(\alpha_2 - \alpha_1)}; \end{aligned} \quad (12.19)$$

$$l_{\beta_1} = S_1 \sin \delta\beta_1; \quad \delta\beta_1 = \beta_1'' - \beta_1';$$

$$l_{\beta_2} = S_2 \sin \delta\beta_2; \quad \delta\beta_2 = \beta_2'' - \beta_2'.$$

12.6.4. Способи визначення деформаційних зміщень у просторі

Для визначення просторових деформаційних зміщень точок споруд переважно використовують способи полярних координат і лінійно-кутових засічок, вимірюючи електронним тахеометром або теодолітом зенітні кути.

У *способі полярних координат* (див. рис. 12.7) вимірюють зенітні кути z_1 і z_2 відповідно на точки P_1 і P_2 , а потім крім горизонтальних зміщень визначають вектор вертикального зміщення другої точки відносно першої за формулою

$$\delta H = \frac{S_2}{\operatorname{tg} z_2} - \frac{S_1}{\operatorname{tg} z_1} \approx S_1 \left(\frac{1}{\operatorname{tg} z_2} - \frac{1}{\operatorname{tg} z_1} \right).$$

Для *просторової кутової засічки* з двох вихідних пунктів при вимірюванні двох горизонтальних і одного зенітного кутів отримуємо матрицю

$$\begin{aligned} \begin{vmatrix} -\sin \alpha_1 & \cos \alpha_1 & 0 \\ -\sin \alpha_2 & \cos \alpha_2 & 0 \\ \frac{\cos \alpha_1}{\operatorname{tg} z_1} & \frac{\sin \alpha_1}{\operatorname{tg} z_1} & -1 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} \delta x \\ \delta y \\ \delta H \end{vmatrix} &= \begin{vmatrix} l_{\beta_1} \\ l_{\beta_2} \\ l_{z_1} \end{vmatrix}; \quad \begin{aligned} l_{\beta_1} &= S_1 \sin \delta\beta_1; \delta\beta_1 = \beta_1'' - \beta_1'; \\ l_{\beta_2} &= S_2 \sin \delta\beta_2; \delta\beta_2 = \beta_2'' - \beta_2'; \\ l_{z_1} &= \frac{S_1 \sin \delta z_1}{\sin z_1 \sin z_1''} - (I_1'' - I_1') + (V_1'' - V_1') - (f_1'' - f_1'). \end{aligned} \end{aligned}$$

З цієї матриці можна легко визначити зміщення точки в плані за вказаними вище формулами, а вертикальне зміщення – за формулою

$$\delta H = -\frac{l_{z_1}}{\sin z_1} + \frac{[l_{\beta_1} \cos(\alpha_2 - \alpha_1) - l_{\beta_2}]}{\sin(\alpha_2 - \alpha_1) \operatorname{tg} z_1},$$

в якій другий член – це поправка, пов'язана із зміщенням точки в плані.

У *просторовій лінійній засічці* складається матриця

$$\begin{aligned} \begin{vmatrix} \cos \alpha_1 \operatorname{tg} z_1 & \sin \alpha_1 \operatorname{tg} z_1 & 1 \\ \cos \alpha_2 \operatorname{tg} z_2 & \sin \alpha_2 \operatorname{tg} z_2 & 1 \\ \cos \alpha_3 \operatorname{tg} z_3 & \sin \alpha_3 \operatorname{tg} z_3 & 1 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} \delta x \\ \delta y \\ \delta H \end{vmatrix} &= \begin{vmatrix} l_{D1} \\ l_{D2} \\ l_{D3} \end{vmatrix}; \quad \begin{aligned} l_{D_i} &= \frac{\delta D_i}{\cos z_i} + (I_1'' - I_1') - (V_1'' - V_1'); \\ \delta D_i &= D_i'' - D_i'. \end{aligned} \end{aligned}$$

У просторовій трипроменевої вертикальній засічці, наприклад, при визначенні змін крену веж у закритій місцевості тільки за вимірними зенітними кутами, матриця рівнянь має вигляд:

$$\begin{pmatrix} \cos \alpha_1 / \operatorname{tg} z_1 & \sin \alpha_1 / \operatorname{tg} z_1 & -1 \\ \cos \alpha_2 / \operatorname{tg} z_2 & \sin \alpha_2 / \operatorname{tg} z_2 & -1 \\ \cos \alpha_3 / \operatorname{tg} z_3 & \sin \alpha_3 / \operatorname{tg} z_3 & -1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \delta x \\ \delta y \\ \delta H \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} l_{z1} \\ l_{z2} \\ l_{z3} \end{pmatrix};$$

$$l_{z_i} = \frac{S_i \sin \delta z_i}{\sin z_i' \sin z_i''} - (I_i'' - I_i') + (V_i'' - V_i') - (f_i'' - f_i').$$

Якщо зенітний кут вимірний і у другому вихідному пункті, що є обов'язковим у практиці для контролю спостережень, то матриця і стовпчик вільних членів доповнюється відповідними даними. Як вказувалося вище, така перевизначена система розв'язується за МНК.

12.6.5. Узагальнений метод визначення горизонтальних зміщень та кренів

Розглянута раніше методика визначення зміщень і кренів розрахована на малі відхилення точок споруди (менше $h/100$). Тому нижче дається розширення сфери застосування диференціального методу для вимірювання кренів споруд із значним відхиленням від вертикалі (як Пізанська вежа) за рахунок доповнення вимірів зенітними кутами. Нехай на пунктах T_1 і T_2 виміряно відповідно кути $\gamma_1 = N_{1i} - N_{10}$, $\gamma_2 = N_{2i} - N_{20}$, горизонтальні прокладення S_1, S_2 до споруди, азимуту α^0_1, α^0_2 напрямків на нижню точку споруди та зенітні кути z_{11}, z_{12} та z_{21}, z_{22} відповідно на нижню і верхню її точки (рис. 12.8). За цими даними визначаємо такі величини:

1) Вектори поперечних зміщень верхньої точки споруди відносно нижньої, які нормальні до лінії візування на верхню точку:

$$r_1 = S_1 \sin \gamma_1; \quad r_2 = S_2 \sin \gamma_2;$$

2) Азимут загального крену споруди (при $\alpha_1 = \alpha^0_1 + \gamma_1$; $\alpha_2 = \alpha^0_2 + \gamma_2$):

$$\alpha_K = \operatorname{arctg} \frac{r_2 \sin \alpha_1 - r_1 \sin \alpha_2}{r_2 \cos \alpha_1 - r_1 \cos \alpha_2};$$

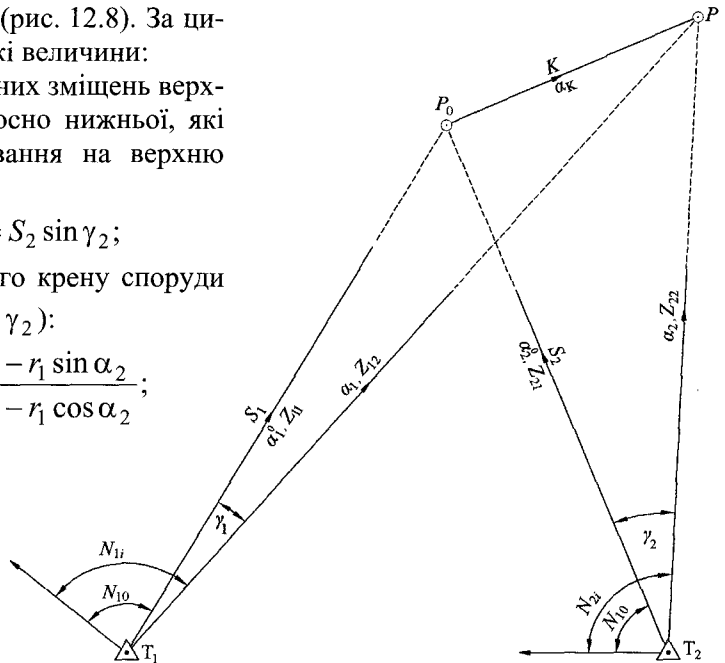


Рис. 12.8. Узагальнений метод визначення крену споруди

3) Загальний крен споруди:

$$K = r_1 / \sin(\alpha_K - \alpha_1) = r_2 / \sin(\alpha_K - \alpha_2);$$

4) Проекції загального крену на осі прийнятої системи координат:

$$K_x = K \cos \alpha_K; \quad K_y = K \sin \alpha_K; .$$

5) Висоту споруди:

$$h = \sqrt{S^2 (1 / \operatorname{tg} z_{12} - 1 / \operatorname{tg} z_{11}) + K^2}; \quad (12.20)$$

6) Загальний (сумарний) кут відхилення споруди від вертикалі та його проекції на осі координат:

$$\varepsilon = \arcsin(K / h); \quad \varepsilon_x = \arcsin(K_x / h); \quad \varepsilon_y = \arcsin(K_y / h).$$

Основними у технології визначення крену є перші три формули, а інші використовуються для отримання похідних (допоміжних) характеристик крену.

При правильній організації інженерно-геодезичних спостережень похибки вимірювання відстаней, кутів і азимутів встановлюються за такими формулами:

$$m_K = K \sqrt{(m_S / S)^2 + (m_\gamma / \rho)^2 [1 / \operatorname{tg} \gamma + 1 / \operatorname{tg}(\alpha_K - \alpha)]^2 + [(m_\alpha / \rho) / \operatorname{tg}(\alpha_K - \alpha)]^2};$$

$$m_{\alpha_K} \approx \sqrt{2} \rho^\circ \cos \alpha_K \sqrt{\left[(m_S / S)^2 + (\sqrt{2} S m_\beta / \rho)^2 \right] [\sin^2(\alpha_K - \alpha_1) + \sin^2(\alpha_K - \alpha_2)] + (m_\alpha / \rho)^2 [\cos^2(\alpha_K - \alpha_1) + \cos^2(\alpha_K - \alpha_2)]}.$$

З огляду на те, що до початку спостережень крен та його азимут можуть бути невідомі, їх величини беруть умовними (наближеними), наприклад, 100 мм і 45°, які потім уточнюють у процесі подальших спостережень.

При спостереженнях за кренами на особливу увагу заслуговує **спосіб вимірювання зенітних кутів** для визначення висоти різних споруд. Покажемо це на двох типах споруд: паралелепіпедної (ріг будинку, стіни, колони) та конічної (циліндричної) форм.

У **паралелепіпедних** спорудах відхилена від вертикалі грань конструкції зображується прямою лінією (рис. 12.9) і задача визначення висоти зводиться до приведення зенітних кутів до однієї вертикальної площини. Оскільки зенітний кут z_{11} вимірюваний у площині TH_0B_0 , а кут z_{12} – у площині THB , які утворюють між собою кут γ між сторонами довжиною S і $S \cos \gamma + K \cos(\alpha_K - \alpha - \gamma)$, то вимірюваний зенітний кут z_{12} необхідно привести у першу площину за формулою

$$\operatorname{tg} z'_{12} = \operatorname{tg} z_{12} / [\cos \gamma + \frac{K}{S} \cos(\alpha_K - \alpha - \gamma)].$$

При $\beta = 0^\circ$, $(\alpha_K - \alpha - \gamma) = 0^\circ (180^\circ)$ і $(\alpha_K - \alpha - \gamma) = 90^\circ$ ця формула набуває відповідно такого часткового вигляду:

$$\operatorname{tg} z'_{12} = \operatorname{tg} z_{12} / \left[1 + \frac{K}{S} \cos(\alpha_K - \alpha) \right]; \quad \operatorname{tg} z'_{12} = \operatorname{tg} z_{12} / \left[\cos \gamma \pm \frac{K}{S} \right];$$

$$\operatorname{tg} z'_{12} = \operatorname{tg} z_{12} / \cos \gamma.$$

Зауважимо, що неприведення зенітних кутів в одну вертикальну площину істотно впливає на точність визначення висоти. Так, при $K = 0,1$ м, $S = 100$ м та зенітних кутах 70 , 80 і 89° похибка цих кутів може сягати відповідно 60 , 30 і $5''$.

Висота відхиленої від вертикалі споруди визначається з виразу

$$h = \sqrt{S^2(1/\operatorname{tg}z'_{12} - 1/\operatorname{tg}z_{11}) + K^2}, \quad (12.21)$$

який дещо відрізняється від формули (12.20) і дає змогу точніше визначити висоту споруди.

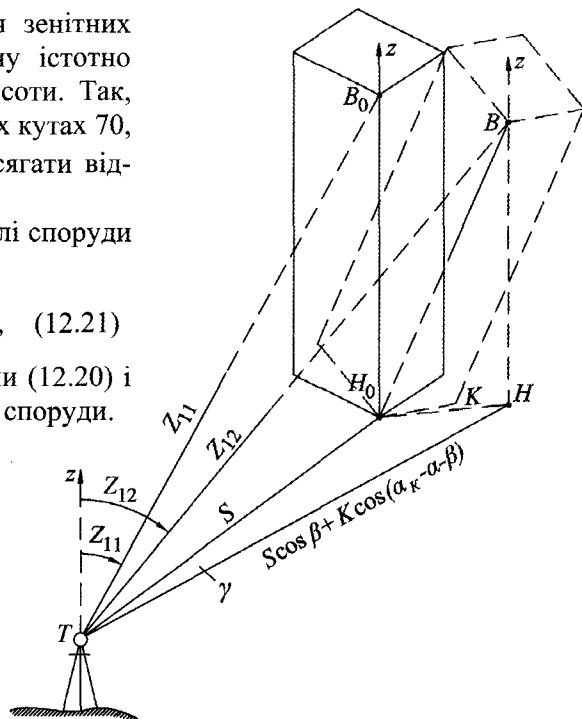


Рис. 12.9. Вимірювання крену споруд паралелепіпедної форми

Похибка визначення цієї висоти обчислюється за формулою

$$m_h = \sqrt{[m_S \sin(z_1 - z_2) / \sin z_1 \sin z_2]^2 + [(Sm_z / \rho)(1/\sin^2 z_1 + 1/\sin^2 z_2)]^2},$$

в якій за малістю відкинута підкореневу складову (Km_K / h) впливу похибки визначення крену.

У **конічних (циліндричних) спорудах** зенітні кути, як і горизонтальні, вимірюють на лівий і правий край твірної, отримуючи відповідно z_{11}, z_{13} та z_{12}, z_{14} для нижньої і верхньої точок твірної (рис. 12.10), виміряні у різних вертикальних площинах. Приведення цих кутів (попарно) до одної площини виконується за вказаними вище формулами. При цьому нахилена відстань D до поверхні конуса вимірюється вздовж бісектриси горизонтального кута γ . Тоді відповідна їй горизонтальна проекція $S = D \sin z_D$, як і проекція до осі O_0 (основи конуса), визначається за формулою

$$S_0 = S + R_0 = S / (1 - \sin \gamma / 2),$$

в якій другим членом є радіус R_0 основи конуса. Для контролю аналогічні вимірювання можна зробити і для вершини конуса.

Крен споруд невиразної круглої, прямокутної або квадратної форм, в яких важко ідентифікується центр нижнього (або верхнього) перерізів (церква, дзвіниця), визначається координатним методом. Для цього навколо споруди будується геодезична мережа, з пунктів якої координуються характерні точки нижнього і верх-

нього (хреста) контурів. Точки нижнього перерізу вибирають так, щоб по них можна було добре апроксимувати контур споруди. Приблизну кількість контрольних точок підраховують за формулою $n \approx 0,05\pi D$, тут D – діаметр споруди.

Центр нижнього перерізу визначається за фактичними координатами точок контуру. Спочатку визначають наближені координати центра X'_C, Y'_C як середніх значень координат контурних точок, а потім із розв'язування обернених геодезичних задач – радіуси-вектори R_i і α_i до контурних точок ($i = 1, 2, \dots, n$). Для визначення апроксимованого радіуса R^0 складають рівняння поправок типу

$$\cos \alpha_i e_X + \sin \alpha_i e_Y + R^0 - R_i = V_i,$$

де e_X, e_Y – проєкції загального ексцентриситету e на осі координат.

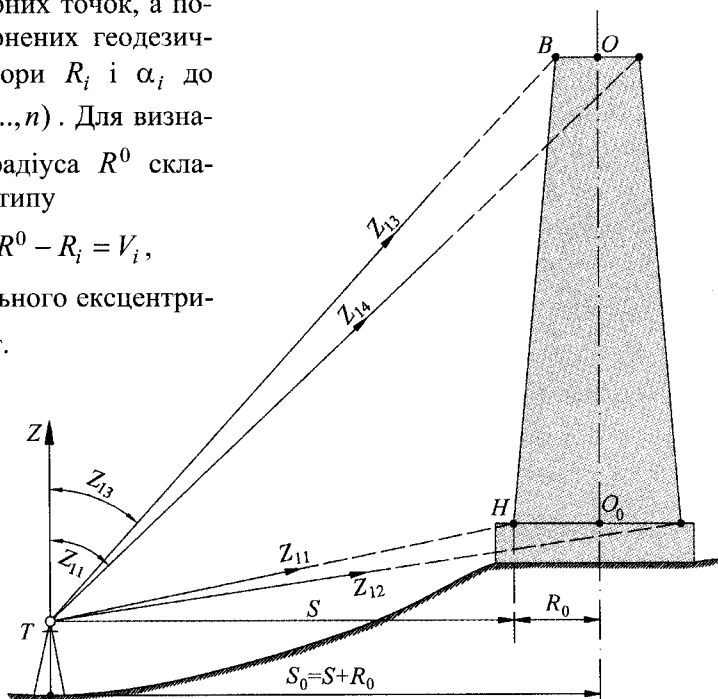


Рис. 12.10. До визначення крену споруд кінчної форми

Розв'язуючи ці рівняння за МНК, отримують величини ексцентриситетів як поправок до наближених координат центральної точки контуру споруди, тобто координати $X_H = X'_C + e_X$, $Y_H = Y'_C + e_Y$, які представляють центр нижнього перерізу споруди. Тепер, після визначення координат X_B, Y_B верхньої точки споруди, легко визначити її крен і азимут:

$$K_X = X_B - X_H; K_Y = Y_B - Y_H; K = \sqrt{K_X^2 + K_Y^2}; \alpha_K = \text{arctg}(K_Y / K_X).$$

Докладно цей метод апроксимації описано у гл. 13. Зауважимо, що в даному випадку точність визначення крену залежить як від точності взаємного положення пунктів мережі, з яких визначаються координати точок споруди, так і від точності їх координування.

12.7. Електронно-рівневий спосіб вимірювання змін крену споруд

Тенденція до зростання висотності споруд спонукає до організації циклічних спостережень за їх вертикальністю упродовж всього часу їх експлуатації. Періодичні геодезичні вимірювання не завжди досягають мети, оскільки вони є несистемними і вартісними.

Для виконання неперервних вимірювань доцільно користуватися набором циліндричних рівнів або електронних датчиків [46, 68], які кріпляться до конструкцій споруди на різних ярусах з відомою висотою H_i відносно основи споруди (рис. 12.11). Датчики встановлюють в середині ярусу в точках $1, 2, \dots, n-1$, а вимірювання проводять по ярусних хордах. Для контролю і врахування крену фундаменту в ньому також закладають один або декілька приладів.

Якщо датчиками виміряти поярусні кути відхилень $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \dots, \varepsilon_n$ хорд від вертикалі відповідно на середині висот h_1, h_2, \dots, h_n ярусів, то сумарний крен K верхньої точки P_n відносно нижньої P_0 в одній вертикальній площині визначається як сума поярусних кренів за формулою

$$K = \sum_1^n k_i = h_1 \sin \varepsilon_1 + h_2 \sin \varepsilon_2 + h_3 \sin \varepsilon_3 + \dots + h_n \sin \varepsilon_n.$$

Аналогічні вимірювання відхилень від вертикалі проводять і в другій (перпендикулярній до першої) площині з обчисленням другої складової сумарного крену. Сумарний крен і його азимут визначається відомим способом.

Похибка сумарного (обох складових) крену становитиме:

$$m_{K_n} = \frac{m_\varepsilon}{\rho} \sqrt{2(h_1^2 + h_2^2 + h_3^2 + \dots + h_n^2)},$$

де m_ε – похибка виміряних кутів крену. При однакових висотах ярусів ця похибка становитиме:

$$m_{K_n} = \frac{hm_\varepsilon}{\rho} \sqrt{2n} = \frac{hm_\varepsilon}{\rho} \sqrt{2H/h}.$$

Отже, похибка визначення крену суттєво зростає в міру збільшення висоти H споруди. Якщо $H = 120$ і $h = 15$ м ($n = 8$), то при $m_\varepsilon = 3''$ загальна похибка вимірювання крену становитиме 0,87 мм.

Основоположниками рівневого методу в Україні були М. Г. Відуєв і В. П. Гржибовський, які розробили мікрокренометр з трьома циліндричними рівнями з мікрометричними головками. Аналоги такого приладу – електронні маятникові датчики вертикалі ДВ-2 (ДНВП “Пошук”, м. Вінниця) і Nivel-210 (фірма Leica). Похибки вимірювання кутів нахилу відповідно $5''$ і $0,2''$.

Досвід спостережень за кренами точкових висотних споруд, особливо циліндричної і конічної форм, переконує, що для опрацювання даних вимірювань K_{x_i} та K_{y_i} ($i = 1, 2, \dots, n$) по осям координат будівлі доцільно використовувати рівняння параболи:

$$K_i = \sqrt{K_{x_i}^2 + K_{y_i}^2} = aH_i + bH_i^2; \quad H_i = h_1 + h_2 + \dots + h_i.$$

Для визначення коефіцієнтів a і b рівняння параболи та азимута α_K вертикальної площини розташування апроксимованого крену візьмемо теоретичні проєкції крену на осі координат:

$$K_x^0 = (aH_i + bH_i^2) \cos \alpha_K;$$

$$K_y^0 = (aH_i + bH_i^2) \sin \alpha_K.$$

Далі запишемо рівняння поправок для кожної ярусної точки:

$$H_i A_c + H_i^2 B_c - K_{x_i} = v_{x_i};$$

$$H_i A_s + H_i^2 B_s - K_{y_i} = v_{y_i};$$

$$A_c = a \cos \alpha_K; \quad B_c = b \cos \alpha_K;$$

$$A_s = a \sin \alpha_K; \quad B_s = b \sin \alpha_K,$$

де A, B – допоміжні коефіцієнти.

Склавши і розв'язавши окремо дві системи нормальних рівнянь (для осі абсцис і ординат)

$$[H^2]A_c + [H^3]B_c - [HK_x] = 0;$$

$$[H^3]A_c + [H^4]B_c - [H^2K_x] = 0;$$

$$[H^2]A_s + [H^3]B_s - [HK_y] = 0;$$

$$[H^3]A_s + [H^4]B_s - [H^2K_y] = 0,$$

отримаємо допоміжні коефіцієнти, а за ними – коефіцієнти параболи й азимут площини розташування загального апроксимованого крену:

$$a = \sqrt{A_c^2 + A_s^2}; \quad b = \sqrt{B_c^2 + B_s^2}; \quad \alpha_K = \arctg(B_s / B_c),$$

за якими визначають значення поярусних кренів.

Оцінювання точності коефіцієнтів параболи ведеться відомим способом через v_{x_i} і v_{y_i} , похибки одиниць ваги μ_x і μ_y та вагові коефіцієнти Q_{11} і Q_{22} .

Похибку апроксимованого значення крену і його азимута знаходимо з виразів:

$$m_{K_i} = \sqrt{(H_i m_a)^2 + (H_i^2 m_b)^2}; \quad m_{\alpha_K} = \sqrt{[v_{\alpha} v_{\alpha}] / n}; \quad v_{\alpha_i} = \alpha_i - \alpha_K,$$

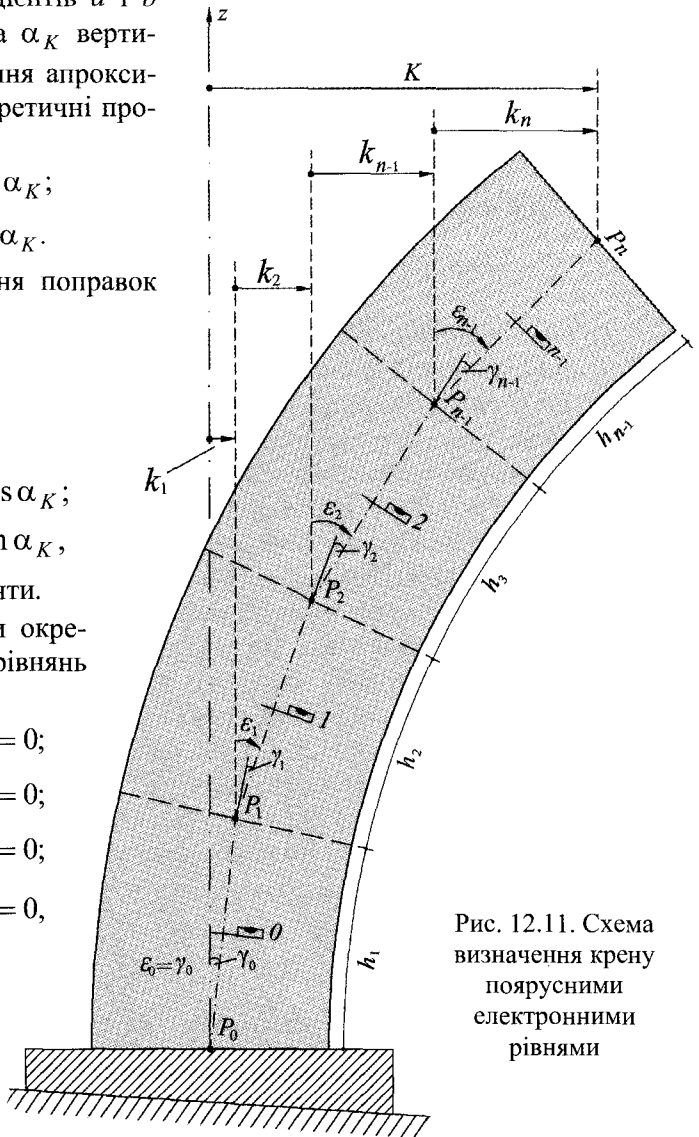


Рис. 12.11. Схема визначення крену поярусними електронними рівняннями

які дозволяють визначати ступінь довіри до крену і його азимута та вивчати вплив різних факторів (вітру, бокового сонячного нагрівання) на їх зміни.

Перевага електронних рівнів у тому, що їх покази про кути і напрям відхилення споруди від вертикалі можна неперервно (із заданим інтервалом) відстежувати і дистанційно передавати на комп'ютер у центр служби експлуатації об'єкта, де здійснюється аналіз відхилень, їх оцінювання і навіть визначення критичного значення крену, про яке система спеціальним сигналом сповіщає виконавця.

12.8. Температурна складова деформаційних зміщень споруд

12.8.1. Температурна складова крену споруди

Під час геодезичних спостережень за просторовими деформаціями інженерних споруд зміщення контрольних марок визначають за різницями їх координат, одержаних у різних циклах спостережень. Але на високих спорудах (АЕС, ТЕС, ГЕС, підвісні мости, телевежі, димарі тощо) ці зміщення спотворюються температурною складовою деформації внаслідок нагрівання споруди (сонячна радіація, техногенні фактори), що ускладнює аналіз даних процесів. Наприклад, на об'єкті "Укриття" ЧАЕС вертикальна складова температурної деформації сягає ± 14 мм. У липневий сонячний полудень на готельному 24-поверховому будинку в Києві автором зафіксовано максимальну зміну крену до 23 мм.

Практикою встановлено, що максимальна величина температурної деформації припадає на 14-15 годину місцевого часу, що зумовлено тепловою інерційністю споруди. На Дрезденській залізобетонній телевежі загальною висотою 240 м при півосях зміни крену 110 і 60 мм на висоті 190 м максимальне відхилення від вертикалі зафіксовано близько 16 год 30 хв [142].

Щоб виокремити термокрен з визначеної величини загального крену, застосовують такий принцип: при односторонньому нагріванні споруда реагує на різницю температур ($t_c - t_T$) на сонячному і тіньовому боках (рис. 12.12). При цьому отримуємо лінійне розширення по висоті:

$$d = \tau h(t_c - t_T),$$

де τ – коефіцієнт лінійного розширення матеріалу споруди ($10 \cdot 10^{-6}$ для бетону, $11 \cdot 10^{-6}$ для залізобетону і $12 \cdot 10^{-6}$ для сталі); t_c, t_T – температура сонячної і тіньової сторін споруди; h – висота споруди.

Різниця температур діаметрально протилежних точок поверхні залізобетонних та металевих веж може сягати 15-20 °С [36]. Тому внаслідок одностороннього розширення споруда відхиляється від вертикалі, отримуючи крен K_t . При цьому кут нахилу верхнього перерізу становитиме

$$\varepsilon = \arcsin(d / D),$$

тут D – діаметр споруди.

Тепер легко визначити величину (скаляр) термокрену:

$$K_t = \tau h^2(t_c - t_T) / 2D.$$

Для споруди, що має форму зрізаного конуса, наприклад, димаря як закритої конструкції, термокрен для будь-якого горизонтального перерізу визначається за даною формулою, але при цьому береться діаметр заданого (ярусного) перерізу, оскільки величина термокрену змінюється за нелінійною залежністю.

Азимут α_{K_t} крену K_t збігається з азимутом напрямку "Сонце – споруда", тобто

$$\alpha_{K_t} = 15^\circ (T_S + 12^h + \Delta T_i),$$

де T_S – місцевий час; ΔT_i – часова поправка (1-2 години) за теплову інерційність споруди, яка залежить від маси споруди, матеріалу, товщини і кольору стін, коефіцієнта теплопровідності.

Проекції термокрену на осі системи координат

$$K_X = K_t \cdot \cos \alpha_K; \quad K_Y = K_t \cdot \sin \alpha_K \quad (12.22)$$

паралельні до сторін a і b (рис. 12.13):

$$K_a = \tau h^2 (t_c - t_r) / 2a; \quad K_b = \tau h^2 (t_c - t_r) / 2b;$$

$$K = \sqrt{K_a^2 + K_b^2}.$$

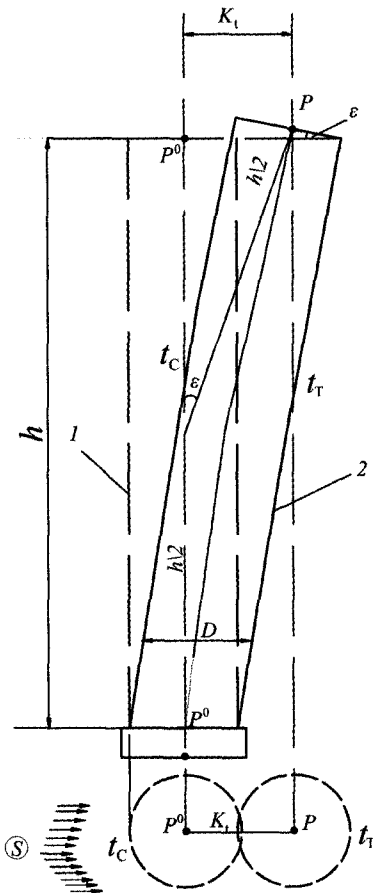


Рис. 12.12. До утворення крену споруди під впливом одностороннього нагрівання: 1, 2 – вертикальне та відхилене положення циліндричної споруди

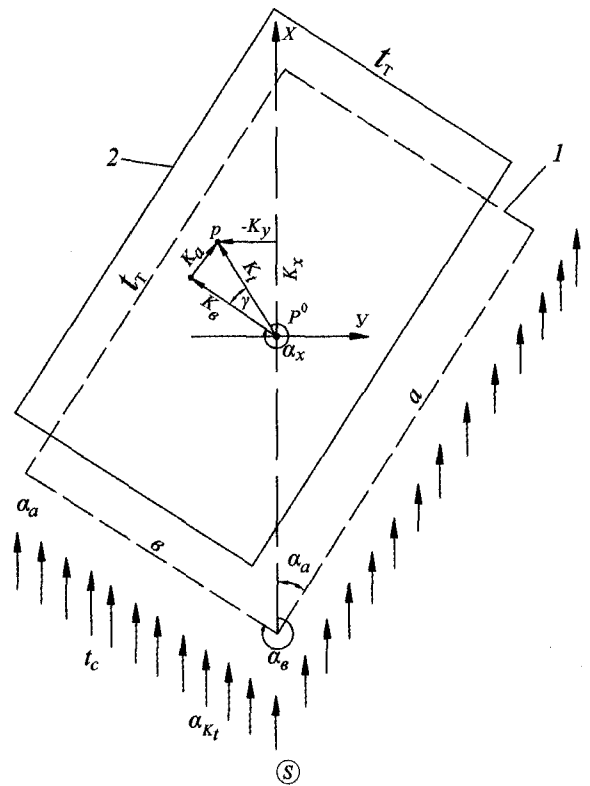


Рис.12.13. Принципова схема утворення термокрену в спорудах прямокутної форми: 1, 2 – вихідне та зміщене положення споруди

Азимут загального крену визначається за формулою

$$\alpha_{K_t} = \alpha_a - 90^\circ + \gamma = \alpha_b + \gamma; \quad \gamma = \arctg(K_b / K_a),$$

де α_a, α_b – азимути сторін споруди прямокутної форми.

У спорудах складної конфігурації напрями векторів визначаються окремо для центра маси горизонтального перерізу споруди.

Якщо відома величина крену K загальної деформації споруди, то приведений крен \tilde{K} можна обчислити за формулою

$$\tilde{K} = K - K_t \cos(\alpha_K - \alpha_{K_t}).$$

Проекції загального крену на осі системи координат визначаються за формулою (12.22).

У спорудах прямокутної форми формується два взаємно перпендикулярні вектори.

Оскільки температурна складова крену та його азимут упродовж дня змінюються залежно від інтенсивності сонячної радіації та її напрямку, то їх необхідно враховувати в результатах геодезичних вимірів – горизонтальних кутів та довжин ліній, виміряних до контрольних марок об'єкта.

На рис. 12.14 наведено схему організації вимірювань, де N і S – виміряні горизонтальний напрям та відстань до контрольної марки P^0 , яка під впливом температурної деформації змістилася в положення P . Задача приведення виміряних величин N і S до N^0 і S^0 полягає у введенні поправок ΔN і ΔS у виміряні напрямки та довжину лінії, а саме:

$$N^0 = N + \arcsin(K_t \sin(\alpha_M + N - \alpha_K) / S); \quad S^0 = S - K_t \cos(\alpha_M + N - \alpha_K),$$

де α_M – азимут опорної лінії геодезичної мережі.

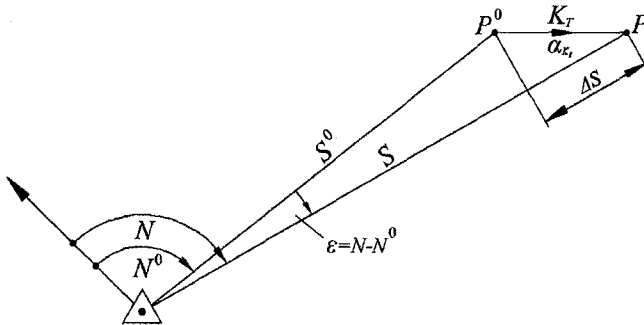


Рис. 12.14. До визначення поправок у виміряні напрям та довжину лінії для врахування зміщення контрольної марки під впливом температурної деформації

Тепер планові координати контрольної марки P^0 , вільної від температурної деформації, будуть:

$$X = X_A + S^0 \cos(\alpha_M + N^0); \quad Y = Y_A + S^0 \sin(\alpha_M + N^0).$$

При вимірюванні горизонтальних напрямків та відстаней з декількох пунктів координати визначають методом врівноваження лінійно-кутових побудов.

12.8.2. Температурна складова вертикального зміщення споруди

При *геометричному нівелюванні* контрольних марок, крім впливу змін температури на величину перевищення внаслідок зміни довжин нівелірних рейок, які враховуються методично під час опрацювання результатів нівелювання, необхідно враховувати висоту контрольної марки відносно нульового рівня споруди. У зв'язку з цим позначку H_i марки, визначену при температурі t_i , треба привести до позначки H_i^P при температурі t_0 згідно з формулою

$$H_i^P = H_i - d_i = H_i - \tau h(t_i - t_0), \quad (12.23)$$

де $h_i = H_i - H_0$ – висота репера відносно вихідного рівня (підлоги) споруди.

Із цієї формули випливає, що величина поправки практично залежить від висоти розміщення марки над рівнем землі. Геометричним нівелюванням переважно визначають позначки марок, розміщених на висоті до 3 м. Тому тут при максимальній різниці температур до 40 °С величина поправки може сягати 1,5 мм. Навіть при висоті до 1 м при такій різниці температур поправка становить 0,7 мм, що перевищує похибку прецизійного геометричного нівелювання. Тому врахування температурної деформації при екстремальних значеннях температури обов'язкове.

Під час *тригонометричного нівелювання* переважно недоступних контрольних марок використовується метод просторових засічок (кутових, лінійних або лінійно-кутових). При відсутності програм врівноваження просторових мереж на ПК за відомою програмою “Топоград” спочатку визначають планові координати марок, а потім за виміряним зенітним кутом z_i в електронних таблицях “Excel” обчислюють позначки H_i контрольних марок за формулою [21]

$$H_i = H_j + I_j + \frac{S_i}{\operatorname{tg} z_{ji}} - V_i + \frac{S_i^2}{2R} \left(1 - \frac{k_0}{\sin z_{ji}} \right) + \frac{d}{2} \left(1 - \frac{1}{\sin z_{ji}} \right), \quad (12.24)$$

де H_j , I_j , V_i , z_{ji} – відповідно позначка вихідного пункту, висота тахеометра над точкою, висота точки наведення тахеометра на візирну марку (при наведенні сітки ниток труби на центр контрольної марки $V_i = 0$), зенітний кут, виміряний на j -й станції ($i = 1, 2, \dots, n$; $j = 1, 2, \dots, m$); n – кількість контрольних марок; m – кількість вихідних пунктів; k_0 – значення нормального коефіцієнта земної рефракції ($k_0 \approx 0,13$); R – радіус Землі ($R = 6378$ км); d – діаметр кулькової марки ($d = 30$ мм).

За обчисленими позначками H_i контрольної марки визначається середнє зважене значення $\overline{H_i}$, а за відхиленнями $V_i = H_i - \overline{H_i}$ – скп одиниці ваги і похибка середньозваженого значення позначки кожної марки.

Але отримані таким чином позначки та їх похибки не передають дійсної точності вимірів, які повинні враховувати систематичну похибку позначок, зумовлену зміною висоти споруди під впливом температури. Для цього необхідно у позначку H_i , визначену при температурі t_i , ввести поправку d_i згідно із формулою (12.23) і одержати позначку H_i^P , приведену до заданої температури, напри-

лад, до $t_0 = 15^\circ\text{C}$. Тому для отримання позначок і поправок у метрах формулу (12.24) доцільно подати у такому вигляді:

$$H_i^p = H_j + I_j + \frac{S_i}{\text{tg}Z_{ji}} + \frac{S_i^2}{2R} \left(1 - \frac{k}{\sin Z_{ji}} \right) + \frac{d}{2} \left(1 - \frac{1}{\sin Z_{ji}} \right) - V_i + 0,011(H_i - H_0)(15^\circ - t_i).$$

При незмінній температурі об'єкта під час вимірювань на станції поправку за приведення до єдиної температури можна алгебрично додавати до значення горизонту приладу, а при різних температурах – окремо для марки на кожній станції. Після отримання врівноважених позначок H_i знову (як і перед цим) за різницями між ними обчислюється скп приведеної позначки кожної марки.

Порівняння похибок позначок марок, одержаних без врахування та із врахуванням поправок за температуру споруди, дозволяє об'єктивно аналізувати деформаційний процес без його змінної температурної складової, оцінювати точність отриманих позначок контрольних марок і за їх різницями визначати рівень впливу температури на деформацію споруди.

Вплив температурної складової на величини горизонтальних зміщень експериментально досліджувався на металоконструкціях зміцнення (МКЗ) західної зони об'єкта "Укриття" заввишки 65 м з двома вежами при передачі навантаження з балок перекриття зруйнованого реактора на МКЗ. Спостереження виконували у лютому і травні відповідно при температурах -13 і $+21^\circ\text{C}$ по 12-ти контрольних марках, закріплених на балках перекриття, консольній фермі й вежах. За результатами досліджень було встановлено, що у лютому вектори зміщень МКЗ спрямовувались до центра ваги горизонтального перерізу в середньому на 5 мм, а в травні – від центра до 4 мм (в літні місяці цей вектор може зрости до 8-10 мм). Врахування температури повітря призвело до зменшення похибок визначення позначок контрольних марок на 24 %.

Для підвищення ефективності таких робіт температуру об'єкта доцільно вимірювати дистанційним радіаційним пірометром ДПР-3 (рис. 12.15), розробленим в Інституті фізики НАН України. Дія приладу базується на перетворенні теплової енергії інфрачервоного випромінювання, що потрапляє в об'єктив від поверхні досліджуваного об'єкта, в електричний сигнал, який приймається блоком двоспектрального вимірювання.



Рис. 12.15. Радіаційний пірометр ДПР-3

Основні частини пірометра: модулятор, дзеркальний об'єктив Касагрена, розподільний фільтр, підсилювач, комутатор, мікропроцесор, цифровий індикатор, оптичний/лазерний приціл, акумулятор. Поле зору пірометра – $5,7^\circ$, маса – 3,5 кг, габарити – $345 \times 205 \times 120$ мм. Діапазон вимірювання температур: від -80 до $+200^\circ\text{C}$, похибка – $0,1-0,2^\circ\text{C}$, час – $0,2$ с.

12.9. Геодезичні вимірювання зміщень на зсувах

Внаслідок інтенсивного підтоплення берегів та сезонних коливань рівня води на водоймищах ГЕС, у гірській місцевості, на берегах морів та великих рік виникають умови для утворення зсувів. Поняття “зсув” означає зміщення земляних мас під впливом сили ваги по явно вираженій поверхні ковзання (рис. 12.16).

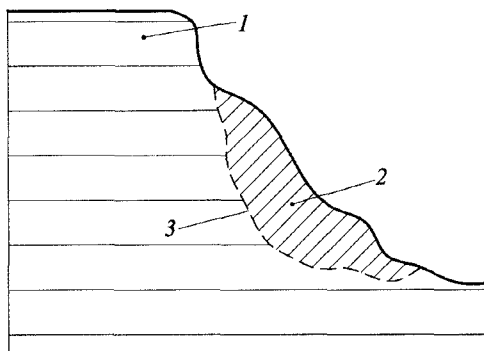


Рис. 12.16. Схема утворення зсуву ґрунту:

1 – корінний масив ґрунту;

2,3 – тіло і ложе зсуву

дещо сповільнюється і настає період відносної стабільності. Тому в місцях найбільшої загрози населеним пунктам та інженерним спорудам (ГЕС, мости, залізниці, автошляхи, ЛЕП, магістральні газо- і нафтопроводи тощо) організують проти-зсувні станції, які розв’язують такі основні завдання:

- картографування території зони зсуву в масштабі 1:5 000-1:10 000 (в окремих місцях 1:1 000-1:2 000) та складання геологічних розрізів;
 - визначення контуру зони активних зсувів, їх векторів та швидкостей;
 - вивчення причин та властивостей зсувних процесів;
 - участь у розробленні проекту протизсувних інженерно-технічних заходів тощо.
- Завдання інженерно-геодезичних вимірювань:

- 1) закладання опорних знаків поза можливою точкою зсуву і контрольних реперів на його структурних блоках, спорудах і т. п.
- 2) інструментальне топографічне або фототеодолітне картографування загальних меж зсуву, його окремих блоків і структурних елементів;
- 3) виконання циклічних інженерно-геодезичних вимірювань для визначення просторового положення контрольних реперів, векторів зміщень та їх швидкостей;
- 4) складання картограм динаміки зсувів, аналіз їх швидкостей і прискорень та прогнозування можливих змін у деформаційному процесі.

Для визначення просторового положення контрольних реперів найкраще користуватися способами електронної тахеометрії, GPS-технології, кутової та лінійно-кутової просторових засічок, цифрової фотограмметрії, лазерного сканування. Перевага трьох останніх способів у тому, що вони забезпечують виконання дистанційних вимірів і можуть успішно застосовуватися для спостережень за зсувами в їх активній фазі. Похибки визначення зміщень цими способами коливаються в межах від 5 до 20 мм. Обґрунтування точності вимірювань дається в проекті.

12.10. Вимірювання горизонтальних і вертикальних деформацій при геодинамічних дослідженнях

В умовах інтенсивної урбанізації міст з будівництвом підземних споруд (метрополітену, каналізаційних колекторів, підводних тунелів, підземних переходів, АЕС, ГЕС тощо) для вивчення деформаційних процесів територій, викликаних тектонічними і сейсмічними рухами, гравітаційними зсувами, створюють геодезичні геодинамічні полігони (ГДП). Геодезичні вимірювання на ГДП для побудови планових і висотних геодезичних мереж виконують вдвічі-втричі точніше, ніж при створенні ДГМ, застосовуючи методи GPS і трилатерації з геодезичних чотирикутників.

Планові мережі ГДП будують переважно одно- і дворозрядними залежно від площі території та необхідної точності визначення горизонтальних зміщень. Оскільки каркасну мережу створюють GPS-методом, то при заданій похибці $m = a + bS_{\text{км}}$ вимірювання вектора приймачем оптимальну довжину сторони мережі можна визначити за формулою $S_{\text{опт}} = a/b$. Для приймача Trimble 5700 похибка вимірювання вектора (у міліметрах) становить $m = 5 + 1 \cdot S_{\text{км}}$ і тому $S_{\text{опт}} = 5$ км. При цьому параметрі каркасної мережі згущувальну мережу доцільно будувати зі сторонами 2-3 км, вимірюючи їх прецизійними світловіддалемірами типу “Мекометр 5000” або електронним тахеометром типу ТДМ 5005 Leica.

Нівелірну мережу ГДП також необхідно будувати за дворозрядною структурою, забезпечуючи максимальну точність визначення перевищень. Орієнтовні характеристики точності побудови нівелірних мереж на ГДП розкриває табл. 12.4.

Таблиця 12.4

Основні вимоги до точності побудови нівелірних мереж на ГДП

Клас нівелювання	Допустима довжина ходу, км	Допустима відстань між вузловими реперами, км	Допустима відстань від нівеліра до рейки, м	Допустима висота променя над землею, м	Скп на 1 км ходу, мм	Допустима нев'язка ходів для $L_{\text{км}}$, мм	Допустима нев'язка ходів для $n \geq 15$ на 1 км ходу, мм
I с	20	6	30	0,3	0,5	$1,5\sqrt{L}$	$0,3\sqrt{n}$
II с	8	3	50	0,5	1	$3\sqrt{L}$	$0,5\sqrt{n}$

Для визначення горизонтальних деформаційних зміщень земної поверхні при геодинамічних дослідженнях (геодинамічні полігони, зсуви, території забудови тощо) використовують спосіб координування характерних точок об'єкта. При цьому земна поверхня покривається системою загалом нерівносторонніх трикутників, вершини (контрольні точки) яких закріплюють надійними геодезичними знаками. Їх координати X_i^0, Y_i^0 та X_i, Y_i визначають циклічно відповідно у початковому (0-му) та j -му циклах ($i = 1, 2, \dots, n$; $j = 1, 2, \dots, m$).

Деформаційні зміщення контрольних точок визначають окремо у кожному трикутнику в умовній системі координат, приймаючи завжди одну точку, наприклад, точку 1 за вихідну з обчисленням різниць координат точок 2 і 3 у вихідному та робочому циклах відповідно за формулами

$$x_2^0 = X_2^0 - X_1^0; \quad y_2^0 = Y_2^0 - Y_1^0;$$

$$x_3^0 = X_3^0 - X_1^0; \quad y_3^0 = Y_3^0 - Y_1^0;$$

$$x_2 = X_2 - X_1; \quad y_2 = Y_2 - Y_1;$$

$$x_3 = X_3 - X_1; \quad y_3 = Y_3 - Y_1.$$

За цими різницями обчислюють деформаційні зміщення по осях координат трикутника:

$$u_2 = x_2 - x_2^0; \quad v_2 = y_2 - y_2^0;$$

$$u_3 = x_3 - x_3^0; \quad v_3 = y_3 - y_3^0.$$

Таким чином, у кожному трикутнику покриття деформаційного поля визначається середня величина вектора горизонтального зміщення:

$$l = \frac{1}{2} \sqrt{(u_2 + u_3)^2 + (v_2 + v_3)^2}; \quad \alpha = \arctg \frac{v_2 + v_3}{u_2 + u_3},$$

які відносяться до центра ваги трикутника.

За результатами опрацювання матеріалів складається схема розподілу параметрів деформації в елементарних трикутниках і після аналізу їх величин розробляється узагальнена модель деформаційного поля та її зміни впродовж усього періоду циклічних спостережень. Для загальної характеристики деформаційного поля визначається усереднений вектор:

$$\bar{l} = \frac{1}{n} \sqrt{A^2 + B^2}; \quad \bar{\alpha} = \arctg \frac{B}{A}; \quad A = [l \cos \alpha]; \quad B = [l \sin \alpha].$$

Під час геодинамічних досліджень на великих територіях (ГДП) за змінами координат точок визначають відносні деформації, обчислюючи спочатку величини

$$a_1 = x_2 v_3 - x_3 v_2; \quad b_1 = y_2 u_3 - y_3 u_2;$$

$$a_2 = x_2 u_3 - x_3 u_2; \quad b_2 = y_2 v_3 - y_3 v_2;$$

$$s = x_2 y_3 - x_3 y_2,$$

а потім відносні параметри деформацій:

$$\gamma_1 = (a_1 + b_1)/s; \quad \gamma_2 = (a_2 - b_2)/s; \quad \gamma = \sqrt{\gamma_1^2 + \gamma_2^2};$$

$$\Delta = (a_1 - b_1)/s; \quad \omega = -(a_2 + b_2)/2s;$$

$$E_1 = (\Delta + \gamma)/2; \quad E_2 = (\Delta - \gamma)/2,$$

де γ_1, γ_2 – відносні зміщення точок елементарного трикутника по осях абсцис і ординат; γ – загальне (сумарне) відносне зміщення; Δ – дилатація (розтяг або стис-

нення); ω – відносне обертання (ротація) трикутника; E_1, E_2 – головні (максимальне і мінімальне) відносні зміщення трикутника; S – подвійна площа трикутника.

Азимути напрямків головних деформаційних відносних зміщень визначаються за формулами

$$\alpha_1 = \frac{1}{2} \arctg \frac{\gamma_2}{\gamma_1}; \quad \alpha_2 = \alpha_1 \pm 90^\circ.$$

Номер чверті визначається із врахуванням знаків γ_1 та γ_2 .

При рівноточних вимірюваннях для визначення похибок параметрів деформації придатні формули [74]

$$m_{\gamma_1} = m_{\gamma_2} = m_A = \frac{m_{xy}}{s\sqrt{2}} \sqrt{1,5(x_2^2 + y_2^2 + x_3^2 + y_3^2)} = \frac{m_{xy}}{s} \sqrt{l_2^2 + l_3^2};$$

$$m_\omega = m_{\gamma_1} / 2; \quad m_{E_1} = m_{E_2} = m_{\gamma_1} / \sqrt{2}; \quad m_\alpha = m_\gamma / 2\gamma,$$

де m_{xy} – скп визначення планового положення контрольної точки об'єкта в циклах;

l_2, l_3 – довжини сторін трикутника від 1-ї точки.

Описана методика набула поширення здебільшого у практиці геодинамічних спостережень [61], але вона може успішно використовуватися і для вивчення деформаційних процесів на будівельних майданчиках, на території гірничих виробок, зсувів тощо. Відстань між контрольними точками визначається проектом залежно від ступеня необхідної деталізації деформаційного поля.

12.11. Прогнозування осідань споруд

Для прогнозування осідань використовують математичні моделі апроксимації, які тою чи іншою мірою описують розподіл зміщень в залежності від часового інтервалу геодезичних спостережень. З них найбільш вживані такі:

$$S_t = a_1 t; \quad S_t = a_1 t + a_2 t^2; \quad S_t = a_1 t + a_2 t^2 + a_3 t^3;$$

$$S_t = a_0 + a_1 t + a_2 t^2 + a_3 t^3 + \dots + a_n t^n; \quad S_t = a_0 + a_1 t + a_2 \cos \frac{2\pi}{n} t;$$

$$S_t = A \cos t + B \sin t; \quad S_t = S_k (1 - e^{-kt}),$$

де t – часовий інтервал від початку спостережень у днях, місяцях або роках;

$a_0, a_1, \dots, a_n, A, B, S_k, k$ – величини, які визначаються із систем нормальних рівнянь.

Перші чотири рівняння – це чисто геометричні моделі (пряма, квадратна і кубічна параболи, поліном), які рідко використовуються для апроксимації деформаційного процесу, особливо поліноміальна модель. Всі ці моделі, за визначенням проф. Г. П. Левчука [94], не враховують фізико-механічних властивостей гірських порід, зокрема пружної віддачі дна котловану, геологічних та гідрогеологічних умов і т. д., що істотно впливає на прогнозування кінцевого осідання споруд. Проте з методичних міркувань доцільно брати модель **квадратної параболи** $S_j = a_1 t_j + a_2 t_j^2$ (на початку спостережень, коли $t_j = 0$, величина $a_0 = 0$), для якої при m (не менше трьох) вимірюваннях осідань неважко скласти рівняння поправок:

$$\begin{aligned}
t_1 a_1 + t_1^2 a_2 - S_1 &= v_1; \\
t_2 a_1 + t_2^2 a_2 - S_2 &= v_2; \\
&\dots\dots\dots \\
t_m a_1 + t_m^2 a_2 - S_m &= v_m
\end{aligned}$$

з двома невідомими коефіцієнтами, які легко визначити з двох нормальних рівнянь та оцінити їх точність за похибкою одиниці ваги і значеннями вагових коефіцієнтів (див. далі).

П'ята і шоста модель – **комбінація лінійної і тригонометричної функції та функція Фур'є** – вдало описують апроксимацію циклічного процесу зміни осідань, отриманих унаслідок сезонних змін фізико-механічних характеристик ґрунту, температури середовища, навантаження споруди тощо. Коефіцієнти a_1, a_2, a_3 та A і B також визначаються за рівняннями похибок, наприклад:

$$\begin{aligned}
\cos t_1 A + \sin t_1 B - S_1 &= v_1; \\
\cos t_2 A + \sin t_2 B - S_2 &= v_2; \\
&\dots\dots\dots \\
\cos t_m A + \sin t_m B - S_m &= v_m,
\end{aligned}$$

з якими поводяться аналогічно, як і в попередньому випадку. Зауважимо, що в ускладненому варіанті ця функція передається коефіцієнтами гармонік, які точніше описують реальну криву процесу осідання.

Для апроксимації осідань споруд, зведених на просідальних (наприклад, лесових) ґрунтах, у практиці найбільше поширена **функція експоненти**:

$$S_{t_j} = S_k (1 - e^{-kt_j}), \tag{12.25}$$

де S_k – кінцеве осідання; k – коефіцієнт інтенсивності осідання (або відносного ущільнення ґрунту) (в мм/т), який передає фізико-механічні властивості ґрунту; j – номер циклу ($j = 1, 2, 3, \dots, m$). Ця формула використовується в механіці ґрунтів для розрахунку кінцевого осідання споруд, а методику прогнозування цих осідань за даними нівелювання контрольних реперів розробили М. Г. Відуев і В. С. Староверов [54]. Згідно з їх методикою, параметри рівняння S_k і k визначаються з вимірянних осідань за МНК із рівняння поправок

$$S_j^m - S_j = \delta_j \quad (j = 1, 2, 3, \dots, m),$$

де m – кількість циклів спостережень марки.

Теоретичне осідання S_j^m можна визначити, якщо його функцію розкласти у ряд Тейлора і обмежитися першими членами розкладу, тобто записати:

$$S_j^m = S_{j_0} + \left(\frac{dS_j}{dS_k} \right)_0 \Delta S_k + \left(\frac{dS_j}{dk} \right)_0 \Delta k;$$

$$S_{j_0} = S_{k_0} (1 - e^{-k_0 t_j}); \quad \left(\frac{dS_j}{dS_k} \right)_0 = 1 - e^{-k_0 t_j} = a_j;$$

$$\left(\frac{dS_j}{dk} \right)_0 = S_{k_0} t_j e^{-k_0 t_j} = S_{k_0} t_j (1 - a_j) = b_j;$$

$$\Delta S_k = S_k - S_{k_0}; \quad \Delta k = k - k_0,$$

де S_{j_0} – значення осідань при наближених величинах S_{k_0} кінцевого осідання і коефіцієнта k_0 інтенсивності осідання; t_j – час від початку спостережень (переважно у місяцях).

Рівняння поправок у лінеаризованій формі мають вигляд:

$$a_j \Delta S_k + b_j \Delta k + (S_{j_0} - S_j) = v_j.$$

Склавши і розв'язавши два нормальних рівняння, отримаємо поправки ΔS_k і Δk , а за ними і параметри рівняння осідань $S_k = S_{k_0} + \Delta S_k$ і $k = k_0 + \Delta k$. Підставивши їх у формулу (12.25), отримаємо залежність для прогнозування осідань $S_j^{\text{анп}}$ на декілька циклів уперед. Щоби одержувати кращі результати прогнозування, необхідно періодично оновлювати ці параметри із залученням нових даних спостережень. Особливо стабільні результати ця формула показує з наближенням до кінцевого осідання.

Для організації обчислень треба знати наближені значення шуканих параметрів. Якщо за величину S_{k_0} беруть кінцеве значення вимірюного або розрахункового осідання, особливо на стадії його затухання, то наближене значення коефіцієнта k_0 краще визначати за даними вимірювань із формули (12.25), а саме:

$$k_0 \approx \frac{1}{t_j} \ln \left(1 - \frac{S_j}{S_{k_0}} \right).$$

Величини t_j і S_{t_j} необхідно брати з другої частини результатів спостережень, які ближче до стадії затухання. Для впевненості в результатах апроксимації обчислення доцільно вести двома-трьома ітераціями до збіжності S_k і k .

Наприкінці розрахунків за величинами t_j , S_j і $S_j^{\text{анп}}$ складають графік, відкладаючи час t_j на осі абсцис, а осідання – на осі ординат.

Ступінь довіри до параметрів моделі характеризують їх скп, які визначаються за формулами

$$\mu = \sqrt{\frac{[vv]}{m-2}}; \quad m_{\Delta S_k} = \mu \sqrt{Q_{11}}; \quad m_{\Delta k} = \mu \sqrt{Q_{22}},$$

де Q_{11}, Q_{22} – вагові коефіцієнти, які знаходять із системи нормальних рівнянь.

Швидкість осідання репера становить:

$$V_j = \frac{dS}{dt} = S_k k e^{-kt_j},$$

звідки витікає, що найбільша швидкість осідання характерна для початкової стадії спостережень, а найменша – для стадії стабілізації осідання (практично при $kt_j \geq 6$ [94]).

Приклад апроксимації осідань експонентою наведено в табл. 12.5, а графік – на рис. 12.17.

Таблиця 12.5

Апроксимація осідань контрольної марки експонентою ($S_{k0}'' = 69,46$ мм, $k'' = 0,192$)

Номер циклу	t , міс	S , мм	S_0 , мм	a	b	$l = S_0 - S$, мм	$S^{\text{анп}}$, мм	$v = S^{\text{анп}} - S$, мм
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	3,1	30,2	35,3	0,50	53,92	5,1	31,2	1,0
2	6,2	42,4	52,7	0,77	79,41	10,3	48,3	5,9
3	9,2	54,3	61,0	0,87	68,93	6,7	57,6	3,3
4	12,0	66,7	65,1	0,95	50,62	-1,6	62,5	-4,2
5	15,2	70,3	67,4	0,98	32,02	-2,9	65,7	-4,6
6	18,1	71,0	68,5	0,98	19,99	-2,5	67,3	-3,7
Σ	-	-	-	-	-	-	-	2,3

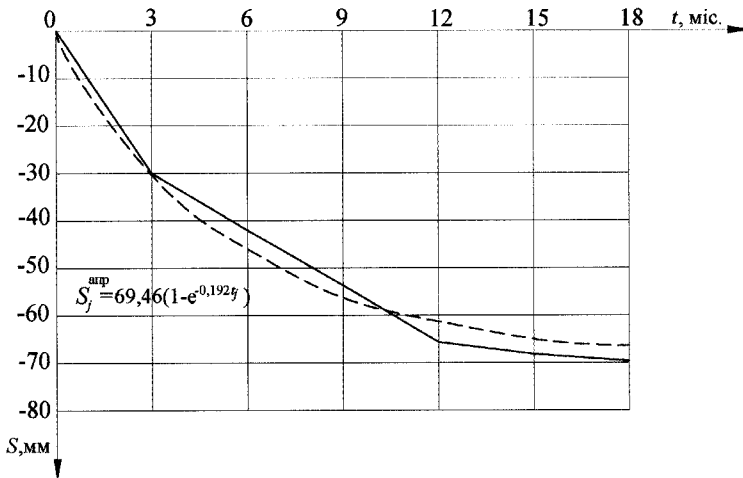


Рис. 12.17. Графік апроксимації осідань марки експонентою

Задача розв'язувалася двома ітераціями. Спочатку при наближених значеннях $S_{k0} = 70$ мм і $k_0 = 0,23$ мм/міс із системи нормальних рівнянь було визначено $S' = 69,58$ мм і $k'_0 = 0,228$ мм/міс та обчислено наближені поправки, сума яких $[v] = 16,5$ мм, що вимагало корегування даних у другій ітерації. В результаті з нормальних рівнянь

$$4,3800\Delta S_k'' + 245,92\Delta k'' + 9,406 = 0;$$

$$245,92\Delta S_k'' + 35904,44\Delta k'' + 1325,67 = 0$$

отримано поправки $\Delta S_k'' = -0,12$ мм; $\Delta k'' = -0,036$; $S_k'' = 69,46$ мм і $k'' = 0,192$ мм/міс.

За цими величинами обчислено апроксимовані значення осідань $S^{\text{апр}}$ і поправки v , сума яких дорівнює $-2,3$ мм, що можна вважати допустимим. За сумою квадратів цих поправок ($99,19$ мм²) визначено скп ($4,45$ мм) одиниці ваги, а за ваговими коефіцієнтами $Q_{S_k} = 0,371$ і $Q_k = 0,0000452$ (при детермінанті $D = 967,75$) – похибки $m_{S_k} = 4,45\sqrt{0,371} = 2,7$ мм і $m_k = 4,45\sqrt{0,000018} = 0,03$ мм/міс.

12.12. Визначення періодичності спостережень за осіданнями споруд

Спостереження за осіданнями треба починати ще на стадії будівництва, виконуючи цикли нівелювання після навантаження фундаментів на 20, 40, 60, 80 і 100 %, а потім їх здійснюють у процесі експлуатації впродовж трьох і більше років до повного затухання осідань (практично менше 1 мм/рік). Унікальні та екологічно небезпечні об'єкти (АЕС, ГЕС, ТЕС, мости, магістральні нафто- і газопроводи, видовищні споруди (театри, конференц-зали, спортивні арени, швидкісні залізниці й метрополітени, телевежі, зсувні ділянки тощо) підлягають періодичному контролю впродовж усього періоду їх експлуатації (переважно 1 раз/рік). Серед таких об'єктів особливе місце займає об'єкт “Укриття”, за яким, враховуючи його надзвичайну техногенно-радіаційну небезпеку, спостереження за вертикальними і горизонтальними зміщеннями уже чверть століття проводяться з періодичністю 4 рази/рік.

Тривалість осідання залежить від типу споруди, літологічного складу і фізичного стану геологічних порід (тріщини, пустоти, ґрунтові води тощо). Тому в спорудах, зведених на скельних ґрунтах, осідання майже затухають у будівельний період. Недовго тривають осідання споруд, зведених на піщаних ґрунтах, через швидке їх ущільнення, а ось на глинистих ґрунтах через їх пластичність цей процес розтягується на багато років.

Періодичність спостережень встановлюється в проектній документації або визначається в ПВГР. Вибір початку спостережень і точності геодезичних вимірювань – відповідальний етап, оскільки наперед невідома як сама величина осідання, так і необхідна частота спостережень. Перший цикл необхідно виконувати особливо ретельно, оскільки його результати служать вихідними для всіх наступних циклів. Спочатку традиційно, виходячи із розрахункової величини осідання, наприклад, 20 мм/рік, виконують три цикли точного нівелювання з похибкою $m_s = 2$ мм та з інтервалом у 3 місяці. Якщо фактична величина осідання суттєво відрізняється від розрахункової, то корегується відповідно частота спостережень.

Для обґрунтованого визначення періодичності спостережень краще виходити із математичної залежності, якою прогнозується розвиток осідання. На стискуваних

грунтах такою залежністю є експонента і в цьому випадку часовий інтервал між циклами можна обчислити за формулою

$$\Delta t_{j,j+1} = t_{j+1} - t_j = -\frac{1}{k} \left\{ \ln \left[1 - \frac{S_j}{S_k} \left(1 + \frac{p}{100} \right) \right] - \ln \left(1 - \frac{S_j}{S_k} \right) \right\},$$

де p – похибка визначення прогнозованого інтервалу (звичайно береться 10%).

На об'єкті “Укриття” розрахункове осідання $S_k = 50$ мм і за 25 років його реальна величина сягає 40 мм або 1,5 мм/рік. На кінцевому етапі спостережень при $k = 0,12$ мм/міс і $p = 10\%$ частота $\Delta t \leq 4,2$ міс. Якщо $p = 20\%$, тоді $\Delta t = 13,4$ міс. Але, зважаючи на особливу небезпеку споруди, прийнято рішення про виконання 4-х циклів на рік. Якщо частоту спостережень розрахувати за диференціальною формулою, то

$$\Delta t_{j,j+1} = \frac{\Delta S_j}{S_k k e^{-kt_j}} = \frac{1,6}{50 \cdot 0,12 \cdot e^{-0,12 \times 25}} = 5,3 \text{ роки},$$

яка при затуханні осідання 1 мм/рік скорочується до 3,3 років.

Для визначення циклічності у **квадратній параболі** $S_j = a_1 t_j + a_2 t_j^2$ береться похідна $dS_j = (a_1 + 2a_2 t_j) dt_j$, звідки знаходимо:

$$\Delta t_{j,j+1} = \frac{\Delta S_j}{a_1 + 2a_2 t_j},$$

де a_1, a_2 – коефіцієнти параболи, визначені за даними початкових циклів спостережень.

Допустимо, що після двох циклів визначено: $a_1 = 3,01$ мм/міс і $a_2 = 0,67$ мм/міс² при $S_j = 12$ мм і $t_j = 3$ міс. Тоді, взявши $\Delta S_j = 2$ мм, одержимо: $t_{j,j+1} = 0,33$ міс = 10 днів.

Для **функції Фур'є** часовий міжцикловий інтервал

$$\Delta t_{j,j+1} = \frac{\Delta S_j}{A \sin t_j + B \cos t_j}.$$

Зауважимо, що розрахована періодичність стосується вузької смуги кривої осідання. Тому в міру отримання нових значень осідань, особливо в зоні їх затухання, треба уточнити частоту спостережень, яка має поступово зменшуватися. Тільки на апроксимаційній прямій частота спостережень стабільна і має інтервал $\Delta t_{j,j+1} = \Delta S_j / a_1$. В реальних умовах виробництва ΔS_j доцільно брати від 1 до 5 (рідко 10) мм, а Δt_j – від 10-ти днів до 3-х місяців залежно від динаміки деформаційного процесу.

12.13. Дослідження стабільності положення реперів і пунктів планово-висотних геодезичних мереж

Забезпечення надійності спостережень за осіданнями і горизонтальними зміщеннями інженерних споруд залежить не тільки від кількості опорних пунктів (практично не менше трьох і не більше семи), але й від незмінності їх висотного і планового положення впродовж усього періоду спостережень. Насправді репери і знаки опорних мереж, з яких проводять вимірювання зміщень, можуть змінювати своє положення внаслідок осідання та зсуву товщі землі в зоні їх розташування, підтоплення, морозного випучування, наїзду транспорту, вібрації тощо. Тому на практиці перед кожним циклом спостережень, особливо у весняний період (квітень-травень), необхідно виконувати контрольні вимірювання для дослідження стабільності опорних реперів і пунктів. Крім того, такі спостереження проводять після землетрусів, затоплення території тощо.

В основу оцінки стабільності реперів **нівелірної мережі** покладено принцип порівняння висот або перевищень між реперами, отриманих у вихідному і робочому циклах, із врахуванням похибок нівелювання.

Серед багатьох методів дослідження стабільності реперів найпростішим можна вважати метод І. В. Рунова [106], який базується на порівнянні осідань, отриманих за даними повторного нівелювання у двох циклах. Вихідними для обчислення осідань реперів служать їх позначки H_j^0 і H_j^k ($j=1,2,\dots,m$), де m – кількість опорних реперів; $0,k$ – відповідно номер вихідного і робочого (контрольного) циклу нівелювання. При цьому вказані позначки визначаються відносно одного вихідного репера, наприклад, першого, за врівноваженими перевищеннями окремо у кожному циклі.

Для отримання і порівняння осідань в кожному циклі за різницями позначок реперів обчислюють послідовно перевищення (відносні позначки h_j^0 і h_j^k) всіх реперів спочатку відносно першого, потім другого і т. д. до останнього, записуючи їх у стовпчики і складаючи таким чином **квадратну косометричну матрицю** з нульовими відносними позначками для кожного репера, розташованими на діагоналі матриці. Тепер за різницею двох матриць відносних позначок для двох циклів легко отримати матрицю осідань $S_j^{0k} = h_j^k - h_j^0$ та середні значення \bar{S}_j^{0k} для кожного репера, за величиною яких визначають репери, які змінили своє висотне положення.

Щоби підтвердити достовірність таких зміщень, необхідно порівняти їх з похибками нівелювання за даними оцінювання точності позначок нестабільних реперів, отриманих при врівноваженні мереж параметричним методом. Якщо для j -го репера отримано відповідно похибки m_j^0 і m_j^k та ваговий коефіцієнт Q_{jj} , то вертикальне зміщення S_j^{0k} репера буде значимим, коли виконується умова

$$S_j^{0k} > 2,5\sqrt{(m_j^0)^2 + (m_j^k)^2} \approx 3,5 m_j,$$

де m_j – скп визначення положення опорного репера відносно вихідного.

Процес визначення осідань 5-ти реперів опорної висотної мережі II класу проілюстровано в трьох таблицях: в табл. 12.6 і табл. 12.7 наведено врівноважені позначки реперів та відносні перевищення відповідно для двох контрольних циклів нівелювання, а в табл. 12.8 – вертикальні зміщення цих реперів.

Таблиця 12.6

Абсолютні та відносні позначки опорних реперів (0-й цикл), м

№ реперів	1	2	3	4	5
	$H_1 = 1,000$	$H_1 = 2,000$	$H_1 = 3,000$	$H_1 = 4,000$	$H_1 = 5,000$
1	0	1,000	2,000	3,000	4,000
2	-1,000	0	1,000	2,000	3,000
3	-2,000	-1,000	0	1,000	2,000
4	-3,000	-2,000	-1,000	0	1,000
5	-4,000	-3,000	-2,000	-1	0
Сума	-10,000	-5,000	0,000	5,000	10,000
h_j^0	-2,500	-1,250	0,000	1,250	2,500

Таблиця 12.7

Абсолютні та відносні позначки опорних реперів (k-й цикл), м

№ реперів	1	2	3	4	5
	$H_1 = 1,000$	$H_1 = 2,004$	$H_1 = 3,010$	$H_1 = 3,992$	$H_1 = 4,998$
1	0	1,004	2,010	2,992	3,998
2	-1,004	0	1,006	1,988	4,994
3	-2,010	-1,006	0	0,982	1,988
4	-2,992	-1,988	-0,982	0	1,006
5	-3,998	-2,994	-1,988	-1,006	0
Сума	-10,004	-4,984	0,046	4,956	9,986
h_j^0	-2,501	-1,246	0,012	1,239	2,496

Таблиця 12.8

Осідання опорних реперів, м

№ реперів	1	2	3	4	5
1	0	0,004	0,010	-0,008	-0,002
2	-0,004	0	0,006	-0,012	-0,006
3	-0,010	-0,006	0	-0,018	-0,012
4	0,008	0,012	0,018	0	0,006
5	0,002	0,006	0,012	-0,006	0
Сума	-0,004	0,016	0,046	-0,044	0,014
Середнє \bar{S}_j^{0k}	-0,001	0,004	0,012	-0,011	-0,004

У нижніх двох рядках перших двох таблиць наведено суми і середні значення відносних позначок реперів. Їх суми дорівнюють нулеві і служать контролем правильності обчислень. Аналогічно контролюють обчислення середніх осідань реперів.

За даними табл. 12.8 найбільші вертикальні зміщення (12 і -11 мм) отримали відповідно репери 3 і 4. Похибки визначення їх позначок із врівноваження становлять відповідно 1,3 і 1,4 мм, а розрахункові граничні похибки осідань – 4,6 і 4,9 мм.

Отже, реальні зміщення реперів суттєві і тому репер 1 можна і надалі брати за вихідний для визначення позначок реперів опорної мережі.

Для дослідження стабільності положення пунктів **планової мережі** в косметричній матриці вектор позначок необхідно замінити окремо векторами координат X і Y , тобто скласти шість матриць. Серед них останніми будуть матриці горизонтальних зміщень δX і δY та їх середні значення $\overline{\delta X}_j^{0k}$ і $\overline{\delta Y}_j^{0k}$ ($j=1,2,\dots,m$), де m – кількість пунктів планової мережі. Але максимальні значення координатних зміщень у своїх матрицях не дозволяють прямо визначити нестабільний пункт, оскільки його горизонтальне зміщення можна визначити тільки за величиною сумарного вектора зміщення та його азимута

$$\bar{l}_j^{0k} = \sqrt{(\overline{\delta X}_j^{0k})^2 + (\overline{\delta Y}_j^{0k})^2}; \quad \alpha_j^{0k} = \arctg(\overline{\delta Y}_j^{0k} / \overline{\delta X}_j^{0k}).$$

Про нестабільність планового положення пункту свідчить горизонтальне зміщення $\bar{l}_j^{0k} > 2,5\sqrt{(m_p^0)^2 + (m_p^k)^2} \approx 3,5m_p$, де m_p – скп положення пункту, яка визначається за даними оцінювання точності мережі при її врівноваженні.

12.14. Особливості інженерно-геодезичних спостережень за деформаціями телевежі Київського телецентру

Телевежа Київського телецентру (КТЦ) належить до надвисоких інженерних споруд, які підлягають постійному інженерно-геодезичному контролю незмінності висотного положення фундаментів, вертикальності стовбура і антени. Конструкцію споруди описано в гл. 7.

Інженерно-геодезичне забезпечення надійної експлуатації вежі зводиться до:

- 1) спостереження за осіданнями фундаментів ніг бази і антени, а також близьких до вежі споруд;
- 2) визначення крену стовбура вежі на характерних ярусах – позначки +64; 88; 120; 152; 184; 209 і 239 м;
- 3) визначення крену антени на 12-ти ярусах: 7 ярусів у стовбурі до позначки +239 м і 5 ярусів у надстовбурній частині – позначки +278; 309; 336; 353 і 375 м.

Осідання фундаментів визначаються геометричним нівелюванням II класу точності з прив'язуванням ходів до глибинних реперів (на майданчику КТЦ закладено три глибинних трубчастих репери завглибшки 19,5 м). Нівелірну марку закладено у верхньому торці труби, який розташований в колодязі з кришкою на глибині 1,2 м.

Крен стовбура і антени вежі впродовж багатьох років визначався способом прямої кутової засічки координатним методом з двох кінцевих пунктів A і Γ будівельних осей (відповідно з півночі і заходу), віддалених від осі вежі на відстань до 500 м. Але зараз через густу забудову і високі дерева видимість з цих пунктів на

вежу втрачено, тому вибрано нові пункти T_A і T_G (рис. 12.18, а), лінія візування з яких може утворювати з будівельними осями кут до $10-15^\circ$. Ця обставина ускладнює методику опрацювання результатів спостережень способом прямої кутової засічки, оскільки при зміщенні станцій спостережень з будівельних осей вежі (рис. 12.18, б) треба визначати напрям бісектриси кута γ_{18} на центр вежі O . Вимірювання напрямів цього кута на вісь трубчастих вертикальних поясів вежі ведеться від орієнтирного напрямку, наприклад, $T_A M_A$ наведенням зорової труби приладу на ліву і праву твірні циліндра з обчисленням середніх значень напрямків. За цими напрямками можна визначити кути $\gamma_{18}^0 = N_8^0 - N_1^0$, $\gamma_{18} = N_8 - N_1$ та напрямки їх бісектрис на центр вежі. Аналогічні вимірювання проводять для інших пар вертикальних поясів 2-7, 3-6 і 4-5.

Задачу можна розв'язати двома способами: 1) визначення поправок у виміряні напрямки на пояси вежі; 2) приведення цих напрямків до будівельних осей.

У першому способі визначаються кутові поправки ε_i ($i = 1, 8$) (див. рис. 12.18, б), які треба ввести у виміряні напрямки, щоби одержати приведений напрям N^0 на центр вежі O , тобто

$$N^0 = N_1 + \varepsilon_1 = N_8 - \varepsilon_8; \quad \varepsilon_i = \arccos\left(\frac{S_i^2 + R^2 - S_0^2}{2S_i R}\right) \quad (i = 1, 8),$$

де R – радіус стовбура вежі (конструктивна відстань від осі вежі до осі трубчастих поясів, яка дорівнює 9,725 м); S_i – віддалення центра поясу стовбура від станції спостережень, яка повинна бути виміряна з похибкою не більше ніж 1:10 000.

Такі приведені напрями азимутальної засічки треба визначати за вказаними поправками окремо для кожної пари симетричних поясів стовбура, тобто 1-8, 2-7, 3-6, 4-5 і 3-2, 4-1, 5-8, 6-7 відповідно з пунктів T_A і T_G , та обчислювати для них координати осі вежі на кожному ярусі. Азимути напрямів засічки визначаються з використанням орієнтирних напрямів M_A і M_G , на які передано азимути з робочих осей.

У другому способі використовується геометрична особливість кола з центром O_{18} , проведеного через три точки (центри двох поясів і станцію спостережень), що у будь-якій точці кола, зокрема у A_{18} будівельної осі, кут $\gamma_{18} = N_8 - N_1$ і його бісектриса буде скерована на геометричний центр вежі. За цієї умови проекція k_{18} вектора крену пари поясів 1-8 на вісь $B-G$ відносно його положення на вихідному ярусі з позначкою +64 м визначається за формулою

$$k_{18} = S_{18} \operatorname{tg} \delta; \quad \delta = \frac{(N_1^0 + N_8^0) - (N_1 + N_8)}{2},$$

де S_{18} – відстань середини пари поясів 1-8 від точки A_{18} , яка визначається за формулою

$$S_{18} = \frac{l_{18}}{\sin \gamma_{18}} (1 + \cos \gamma_{18}).$$

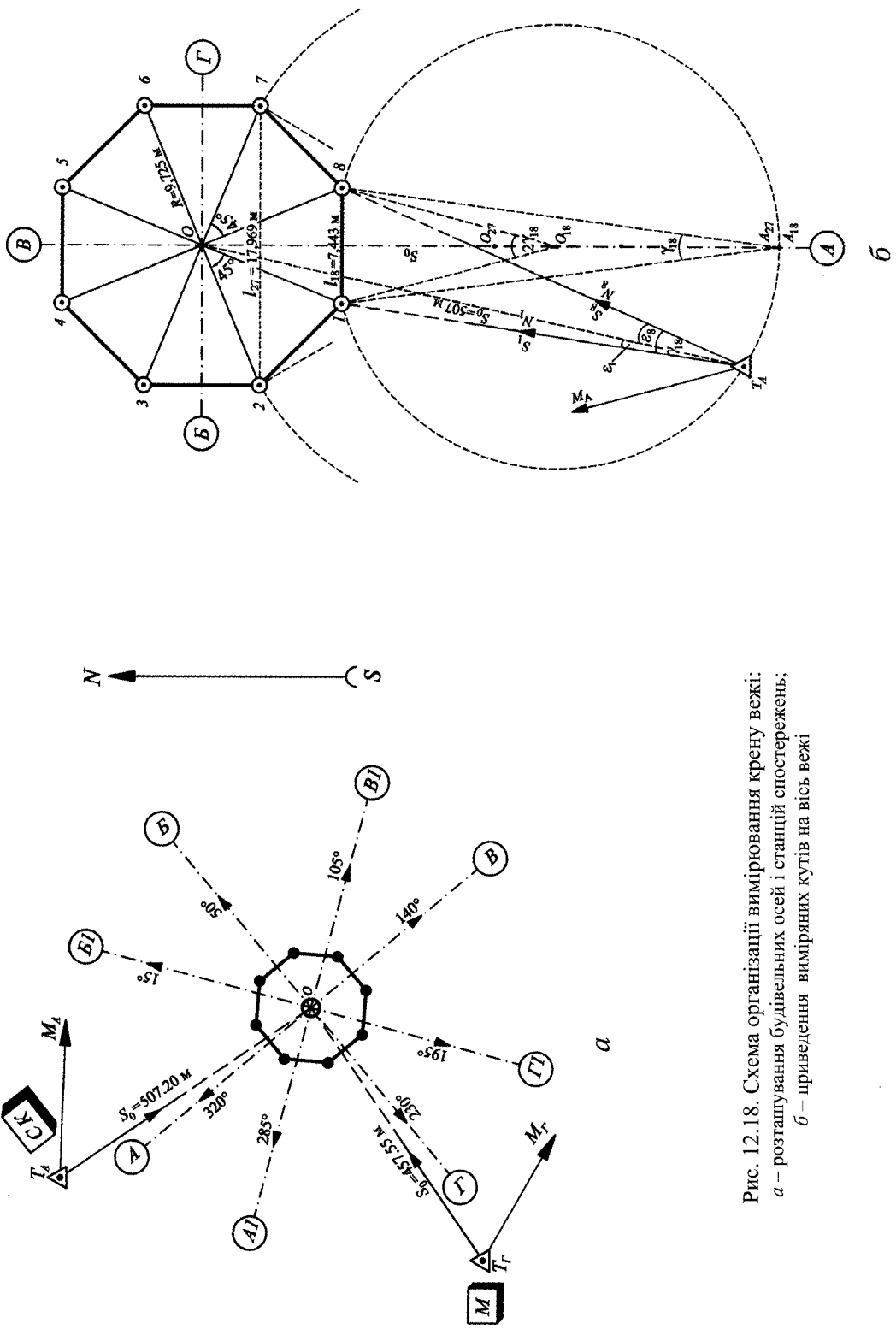


Рис. 12.18. Схема організації вимірювання крену вежі:
a – розташування будівельних осей і станції спостережень;
б – приведення вимірних кутів на вісь вежі

Якщо відома відстань S_0 від станції спостережень до центра O вежі, її азимут α_1 та азимут α_0 будівельної осі, то вказана відстань контролюється формулою

$$S_{18} = \frac{S_0}{\cos(\alpha_1 - \alpha_0)} - R \cos(45^\circ/2),$$

де R – нормативний радіус вежі (в осях $R = 9,725$ м).

Треба зауважити, що точки A_{27}, A_{36}, A_{45} для інших пар поясів розташовуються на будівельній осі близько одна від одної.

Аналогічно ведуться спостереження і обчислення кренів пар поясів 7-6, 8-5 та інших зі станції T_G , розташованої близько від осі G .

При $\delta > 0^\circ$ крен буде додатним і його треба відкладати на осі B , а при $\delta < 0^\circ$ – на осі G . Аналогічно чинять на станції T_G , відкладаючи значення крену відповідно на осях A і B , чим встановлюється геодезична система координат, коли будівельні осі A і B стають відповідно осями абсцис і ординат. За проєкціями крену окремих стовбурних пар поясів визначають їх середні значення на головних будівельних осях, оцінюють якість вимірювань, складають поярусну схему розподілу кренів на осях споруди (рис. 12.19), вказують абсолютну та відносну величини кренів стовбура вежі.

Крім визначення кренів стовбура вежі, також ведеться нівелювання контрольних реперів, закладених у фундаментах ніг вежі, які за 40 років осіли всього на 4-8 мм і їх вплив на зміну крену стовбура при відстані між фундаментами 90 м не перевищує 1:22 000.

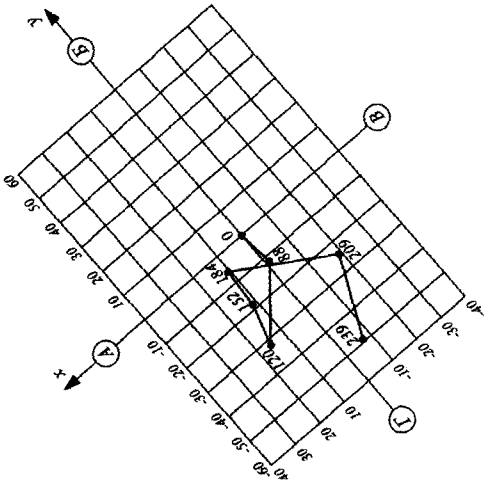
Координати осей циліндричних елементів антени, які з позначки $H = 276$ м зміщені поярусно один від одного на одну твірну по осі $A1-B1$ (рис. 12.20, *a*), визначаються за методикою, описаною в п.12.8.3 для циліндричних конструкцій. При цьому для отримання проєкцій крену K_x і K_y антени на 6-ти (або 9-ти) ярусах з позначками відповідно +239; 276; 309; 336; 353 і 375 м на осях стовбура вежі також доцільно користуватися вимірними напрямками на ліву і праву твірні циліндрів антени з осьових точок типу A_{18} , беручи для обчислень відстань S_0 до осі вежі.

Потім ці проєкції або їх абсолютні величини $K = \sqrt{K_x^2 + K_y^2}$ з азимутами $\alpha = \text{arctg}(K_y / K_x)$, отримані для центрів циліндрів, приводять на осі $A1-B1$ і $B1-Г1$ за формулами

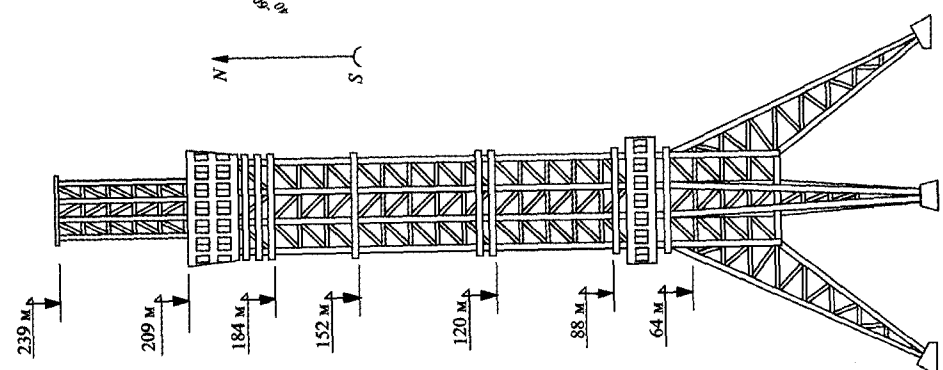
$$K_{A1} = K_x \cos \varphi - K_y \sin \varphi \mp q;$$

$$K_{B1} = K_x \sin \varphi + K_y \cos \varphi,$$

де φ – кут повороту осей антени відносно осей стовбура вежі ($\varphi = -35^\circ$); q – конструктивне зміщення осей циліндрів верхньої частини антени на 500, 700, 1140 і 1140 мм відповідно на ярусах 309; 336; 353 і 375 м, які орієнтовано по осі $B1$.



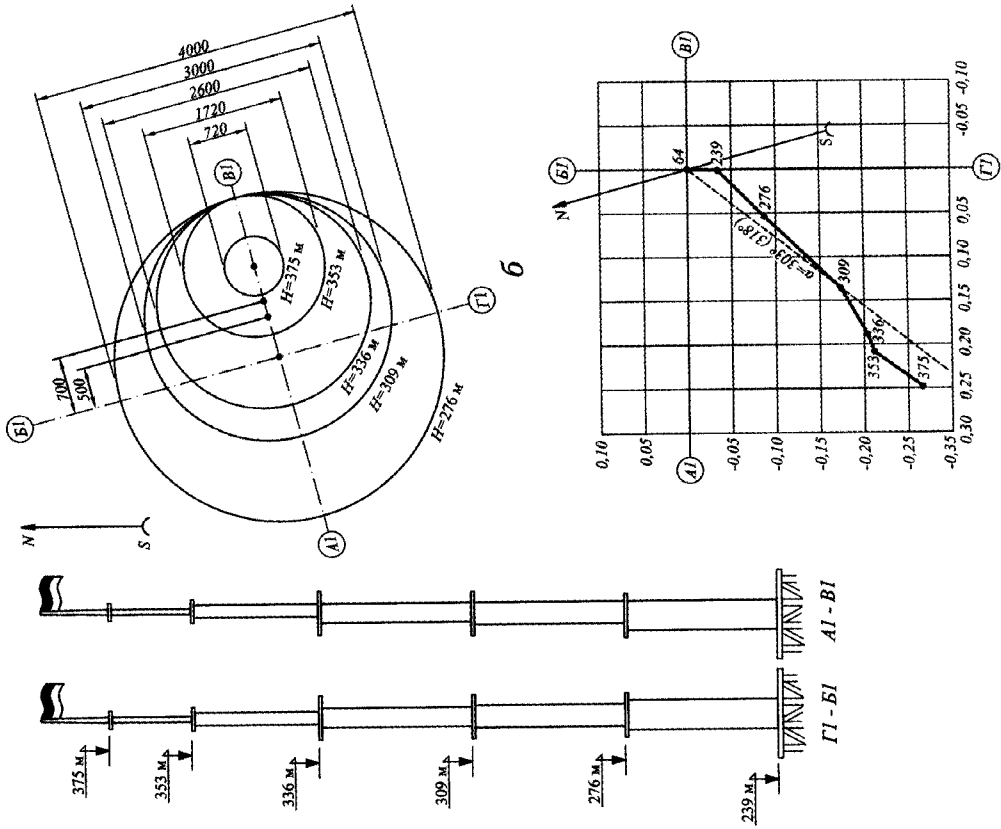
б



Висота яруса H , м	Відхилення центрів перерізу від вертикалі, мм			
	Вісь Г-Б		Вісь В-А	
	Графік	Крен $K_B (K_r)$	Загальний крен K_c K/H	Крен $K_A (K_\theta)$
239		-49	50 1: 4780	-7
209		-24	30 1: 6966	-19
184		-6	12 1: 5333	11
152		-18	21 1: 7238	12
120		-32	36 1: 3333	16
88		-12	12 1: 7333	-1
64		0	0	0

а

Рис. 12.19. Схема розташування ярусних розрізів стовбура вежі та його кренів:
 а – крени стовбура по осях;
 б – розподіл напрямів кренів



6

Висота яруса H_i , м	Відхилення центрів перерізів від вертикалі, м				
	Вісь $\Gamma I - BI$		Вісь $BI - AI$		
	Графік	Крен, $K_{\Gamma I}$ (К ΓI)	Графік	Крен, K_{BI} (К BI)	
375		-0,269	0,366 1: 1025	1,388	0,248
353		-0,216	0,297 1: 1188	1,344	0,204
336		-0,203	0,271 1: 1240	0,880	0,180
309		-0,171	0,223 1: 1386	0,643	0,143
276		-0,088	0,102 1: 2706	0,052	0,052
239		-0,034	0,034 1: 7029	0,001	0,001
64		0	0	0	0

a

Рис. 12.20. Схема розташування перерізів антени

та її кренів з прив'язкою до осей вежі:

a – розподіл кренів; б – схема зміщення циліндрів антени на одну твірну; в – розподіл напрямків кренів антени

Додатні значення проєкцій K_{AI} і K_{BI} крену антени розподілені по осях AI і BI , а від'ємні – по осях BI і GI . Верхній знак при q береться тоді, коли K_{AI} додатне, а нижній, коли від'ємне (тобто розташоване на осі BI).

Загальний крен антени, приведений до твірної циліндрів, та його азимут обчислюють за формулами

$$K_a = \sqrt{K_{AI}^2 + K_{BI}^2}; \alpha_a = \arctg(K_{BI} / K_{AI}).$$

Інформація про результати вимірювань крену антени подається за формою (рис. 12.20), де вказують крени по осях $AI-BI$ і $BI-GI$, горизонтальний переріз розташування циліндрів антени і план відхилень антени від вертикалі.

12.15. Інженерно-геодезичний моніторинг об'єкта “Укриття” ЧАЕС

Інженерно-геодезичний моніторинг об'єкта “Укриття” (ОУ) ЧАЕС – найнебезпечнішої споруди світової техногенної катастрофи – здійснюють уже чверть століття. Проблемами ліквідації наслідків опікується вся міжнародна спільнота і надає Україні необхідну допомогу. Впродовж цих років на об'єкті виконуються різноманітні будівельно-монтажні роботи, пов'язані з укріпленням несних конструкцій, які зазнали значних руйнувань та відхилилися від вертикалі після вибуху реактора.

Основне призначення інженерно-геодезичних спостережень – виявлення змін у просторовому положенні несних конструкцій споруди саркофага (вертикальних і горизонтальних зміщень, кренів та перекосів) для оцінювання ризику руйнування споруд, демонтажу нестабільних конструкцій, прогнозування аварійних ситуацій тощо.

Згідно з державними стандартами, інженерно-геодезичні вимірювання вертикальних та горизонтальних зміщень на таких спорудах виконуються за 1-м та 2-м класами точності, тобто з похибками від 1 до 5 мм залежно від висоти розташування контрольних марок: нижче – менша, вище – більша.

Обсяг і частота інженерно-геодезичних вимірювань змінюється в залежності від прояву деформаційних процесів та нових завдань, але практично залишається незмінними класи точності вимірювань. Всі роботи виконуються згідно із затвердженими програмами, які розробляються переважно на п'ять років. За 25 років складено 5 програм: у 1987 р., на 1998-2000, 2000-2005, 2005-2008 і 2009-2012 рр. Кожна із них відображала основні засади організації та виконання інженерно-геодезичних вимірювань для визначення вертикальних та горизонтальних зміщень і кренів конструкцій, їх динаміки та прогнозування. Останні дві програми враховують будівельно-експлуатаційну ситуацію на об'єкті, яка виникла у зв'язку з реалізацією Проекту організації заходів (ПОЗ) на виконання Закону України “Про загальні основи подальшої експлуатації Чорнобильської АЕС і перетворення зруйнованого реактора в екологічно безпечну систему” від 11 грудня 1998 р. № 309-IV. Ці заходи особливо торкнулися укріплення західної контрфорсної стіни та окремих приміщень, включаючи і деаераторну етажерку, колонний залізобетонний каркас якої вимагав невідкладних укріплювальних робіт.

Для забезпечення високої точності вимірювання деформаційних зміщень на території ОУ створено високоточні (1-го класу) планову та висотну геодезичні мережі. Пункти планової мережі, незалежно від розряду побудови, закріплено знаками для примусового центрування приладів, а нівелірна мережа I класу – глибинними реперами, закладеними на глибину до 40 м. Зміни умов виконання робіт викликали необхідність реконструкції геодезичних мереж.

Планова мережа реконструювалася чотири рази, і якщо перші дві реконструкції завершувалися її розширенням в результаті збільшення кількості контрольних марок, то останні дві викликали демонтаж окремих пунктів, які попали в зону будівельно-монтажних робіт на стадії реалізації ПОЗ та майданчика для зведення нового безпечного конфайнмента (НБК) – “Саркофага”-2. Тому для компенсації втрат 10-х наземних пунктів при реконструкції мережі 2005 р. (рис. 12.21) 6 пунктів (GPS-10, GPS-12, GPS-18, GPS-19, GPS-20, GPS-21) із 18-ти довелося розмістити на плоских дахах будівель та споруд заввишки від 3 до 22 м. Зауважимо, що всі пункти мережі на ОУ виготовляються у формі пірамідального або трубчастого інструментального столика (рис. 12.22) для примусового центрування геодезичних приладів (незалежно від розряду побудови).

Якщо у 1987 р. мережа була дворозрядною (спостережувальні пункти НП і допоміжні точки ВТ), то під час всіх реконструкцій, починаючи з 1996 р., завжди будувалася каркасна GPS-мережа, в яку вставлялися пункти типу НП і ВТ методом триангуляції. Основна причина такої трирозрядної побудови – розміщення пунктів типу НП в спеціальному будиночку з вікнами та дахом, який не дозволяє розміщувати GPS-антену над пілоном геодезичного знака. Тільки під час останньої реконструкції (2005 р.) на пункті НП-6 було демонтовано будиночок і обладнано знак для GPS-спостережень, якому відведена роль основного базового пункту геодезичної мережі ОУ. Треба особливо підкреслити, що застосування GPS-методу суттєво покращило структуру геодезичної мережі за рахунок “космічного” з’єднання пунктів північної та південної частин мережі, між якими не забезпечувався надійний конструктивний зв’язок при вимірюванні методом триангуляції.

Нівелірна мережа, яка включає 13 глибинних, фундаментальний та 8 стінних реперів і марок, не зазнала істотних змін, за винятком двох реперів, які попали в зону будівельних робіт і підлягають демонтажу. Мережу створено нівелюванням I класу точності, яка характеризується такими скп вимірювання: перевищення на станції 0,10 мм, положення вузлової точки 0,30 мм і нівелювання на 1 км ходу 0,54 мм. Згущення мережі ведеться нівелюванням II класу, яке включає і визначення осідань контрольних реперів, закладених у цоколях будівель та споруд, зокрема і ОУ.

ДНВП “Укрінжгеодезія” – постійний виконавець інженерно-геодезичних робіт на ОУ – використовує для GPS-вимірювань одно- і двочастотні приймачі 4600 LS, 4000 SSE, 5700 і 5800 фірми “Trimble”, для триангуляції – електронний тахеометр TC 1800 фірми “Leica”, для прецизійного нівелювання – цифрові нівеліри NA 3003 фірми “Leica” і DiNi 10T фірми “Zeiss”.

У реконструйованій GPS-мережі 2005 р. з максимальним, середнім і мінімальним векторами відповідно 723, 361 та 67 м скп її елементів становлять: визначення координат – 1,4 та 1,1 мм, положення пункту –1,8 мм, довжини вектора – 1,2 мм, азимута –1,4”, а відносні похибки відповідно 1:528 000, 1:323 000 і 1:53 000.

Координати пунктів планової мережі та контрольних марок даються в умовній системі – будівельній сітці АБ, позначки реперів і контрольних марок – у Балтійській системі 1977 р. та умовній (відносно рівня підлоги 1-го поверху ОУ).

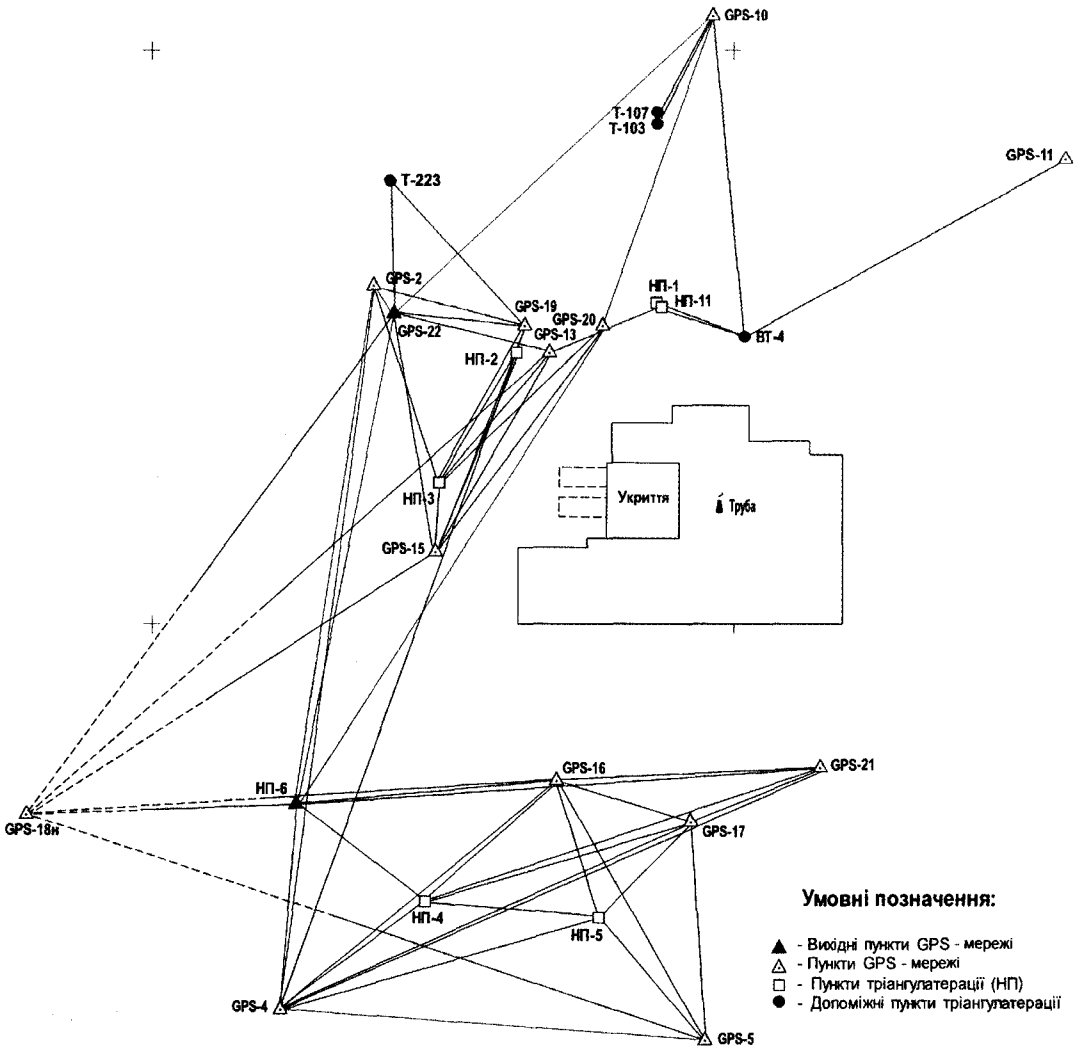


Рис. 12.21. Схема головної опорної геодезичної мережі та триангуляції ОУ

Щорічно (перед виконанням весняних циклів спостережень) GPS-методом контролюється стабільність пунктів головної планової мережі та нівелюванням I класу – висотної. За вихідні приймається основна сторона GPS-мережі НП-6–GPS-22 та позначки глибинних реперів.

У кожному циклі спостережень, тобто чотири рази на рік, визначається висотне положення 15-ти контрольних реперів, закладених у цоколях та фундаментах ОУ і прилеглих до нього споруд, а також просторове положення 33-х контрольних марок, закріплених на стінах, фронтонах, балках перекриття центрального залу і даху верхніх ярусів на умовних позначках від 9 до 71 м.

Висотне положення контрольних реперів визначається із нівелювання I та II класів, а просторове положення контрольних марок верхніх ярусів ОУ – просторовими кутовими засічками з пунктів планової геодезичної мережі, позначки яких визначаються із прецизійного нівелювання (переважно I класу).

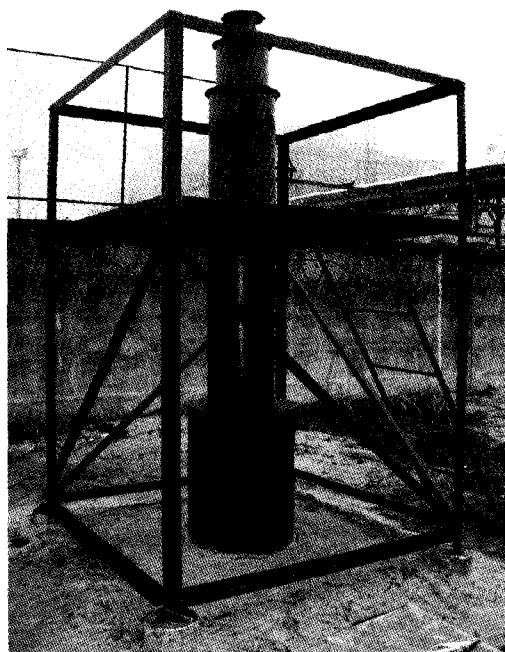


Рис. 12.22. Пункти планової геодезичної GPS-мережі на ОУ, закріплені знаками для примусового центрування приладів

З початку 2006 р. до цих марок долучено 8 контрольних реперів, розташованих на фундаментах двох веж заввишки 61 м, призначених для розвантаження балок перекриття над центральним залом зруйнованого реактора, і 4 контрольних марки самих веж та їх консольних ферм. Загальна точність спостережень і визначення просторового положення контрольних марок за 5 років характеризується такими скп: вимірювання напрямку горизонтального кута – $0,63''$ і зенітного – $0,72''$, визначення довжини сторони засічки – 1,1 мм, планового і висотного положення марки – 1,27 і 0,96 м, при цьому похибка визначення дахових марок на 30% більша, ніж стінних.

Інженерно-геодезичними вимірюваннями впродовж 25-ти років локалізовано місце і дано кількісну характеристику прояву деформаційних зміщень, які обумовлені змінами у природному середовищі та конструкціях споруди. Встановлено, що від початку моніторингу осідання окремих конструкцій ОУ сягають 40 мм, а зміни крену – 25 мм, тоді як осідання прилеглих до нього споруд за той же період становлять усього 10 мм. Схему розташування контрольних марок ОУ з векторами осідань і горизонтальних зміщень зображено на рис. 12.23 і 12.24. Сумарний вплив вертикальних і горизонтальних зміщень на відхилення північної каскадної стіни від корпусу ОУ показано на рис. 12.25.

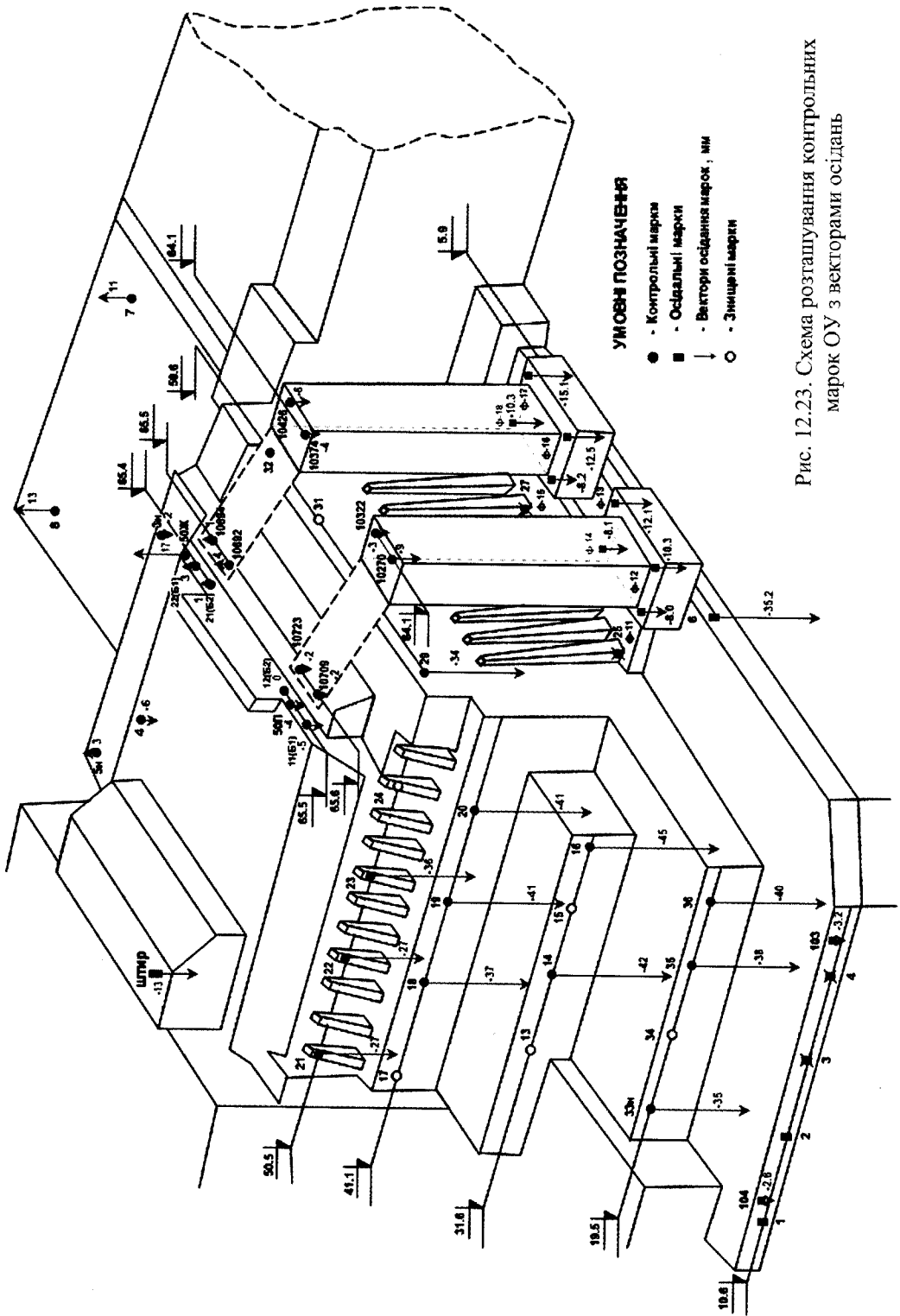


Рис. 12.23. Схема розташування контрольних марок ОУ з векторами осідань

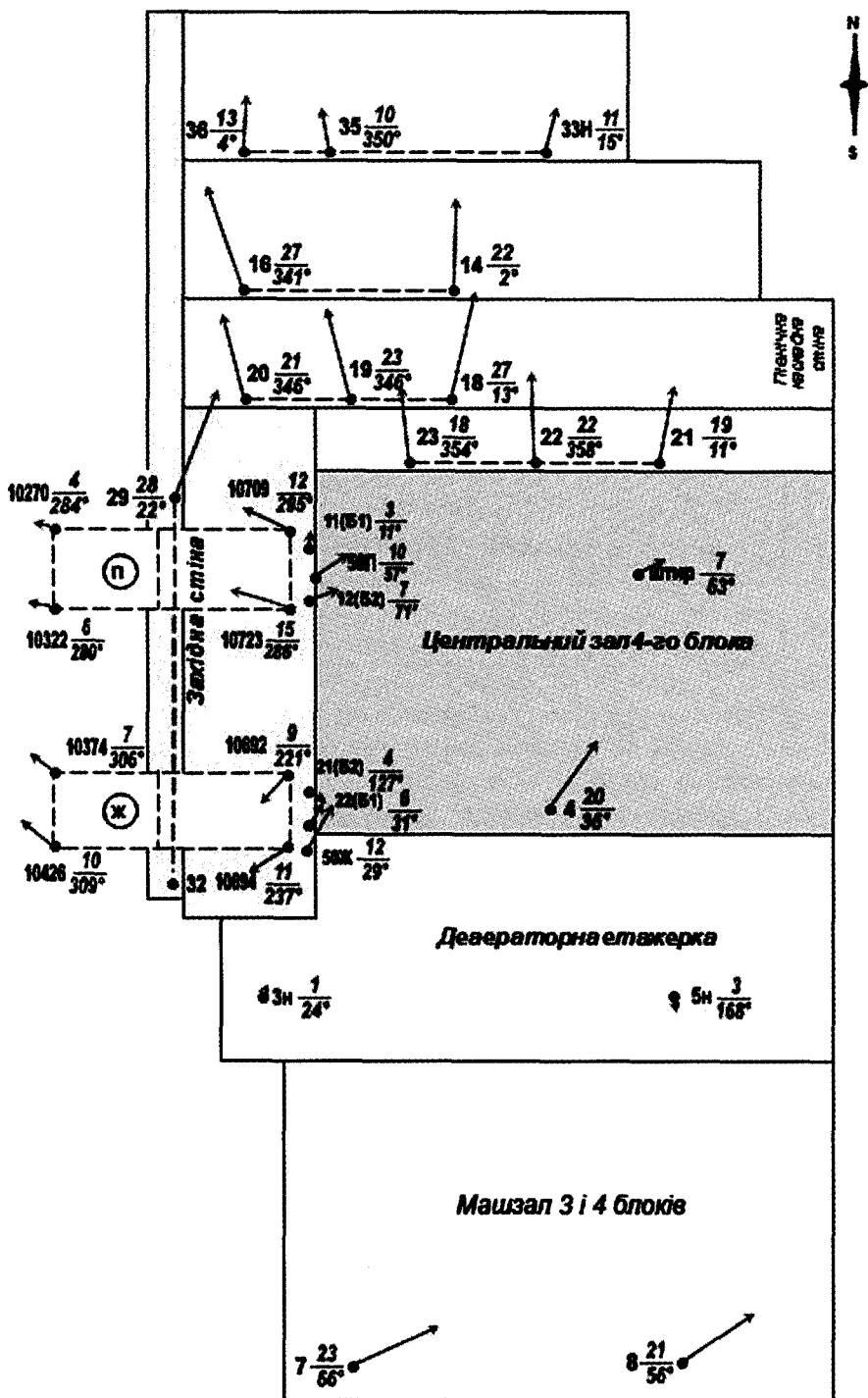
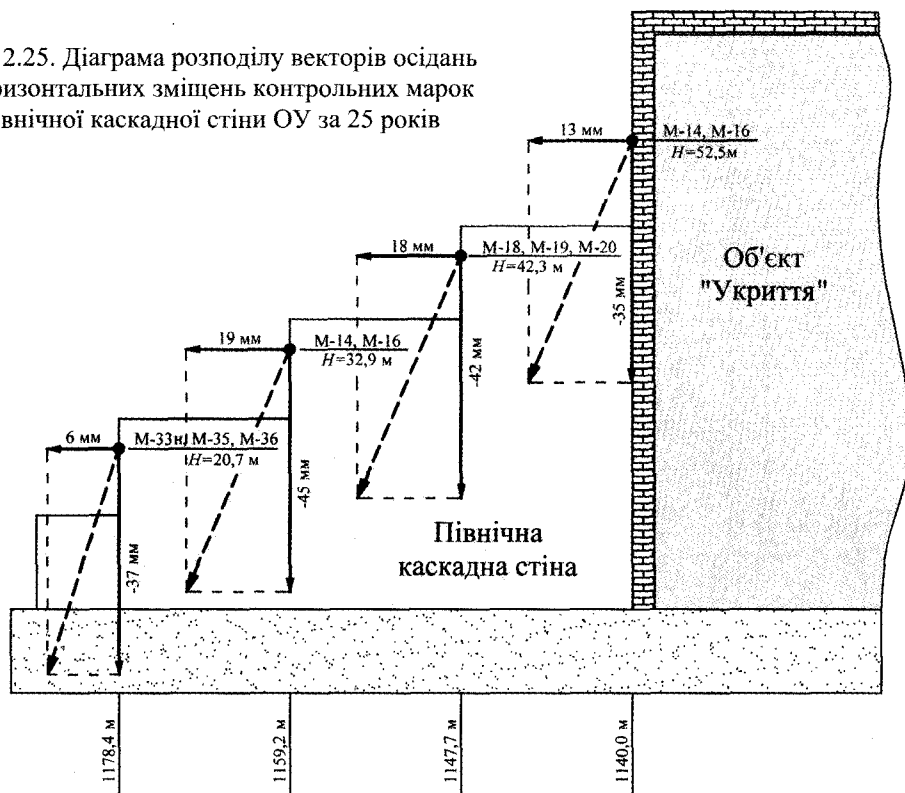


Рис. 12.24. Схема розташування контрольних марок ОУ з векторами горизонтальних зміщень

Рис.12.25. Діаграма розподілу векторів осідань і горизонтальних зміщень контрольних марок північної каскадної стіни ОУ за 25 років



Аналіз осідань показав, що їх прогнозування найкраще апроксимується відомою експоненціальною функцією. На основі цієї функції теоретично обґрунтовується періодичність виконання спостережень за формулою

$$\Delta t \approx \frac{\Delta S}{k(S_k - S_t)},$$

в якій Δt – часовий інтервал між окремими спостереженнями (місяць, рік); S_k , S_t – кінцеве (розрахункове) і вимірне осідання, одержані в початковому та контрольному циклах; k – коефіцієнт інтенсивності осідання (1/місяць або 1/рік); ΔS – виміряна різниця осідань у початкових суміжних контрольних циклах (береться не менше трьох циклів).

Кращі результати ця формула дає при використанні даних по циклах, віддалених від початку спостережень, в яких деформаційний процес споруди виразно ще не проявляється. Більше того, її можна беззастережно використовувати щодо звичайних споруд. Реально ж на таких спорудах, як ОУ, при обґрунтуванні циклічності спостережень перевага надається техногенно-екологічному факторові, що враховує всі аспекти ризику, пов'язаного з радіаційною небезпекою об'єкта.

Крім спостережень за деформаційними зміщеннями зовнішніх конструкцій, ДНВП "Укрінжгеодезія" проводить вимірювання для визначення горизонтальних зміщень залізобетонних колон деаераторної етажерки (ДЕ), які внаслідок вибуху реактора отримали значні (до 1500 мм) відхилення від вертикалі, але ґрунтовно ук-

ріплені металоконструкціями. Для визначення планових координат контрольних марок на колонах з допустимою похибкою до 3,5 мм у приміщенні ДЕ побудовано внутрішню триангуляційну мережу (ВТМ) із 9-ти пунктів консольного типу, укріплених на колонах і стінах. Середня довжина сторони ВТМ становить 32 м. Стабільність пунктів контролюється з пунктів зовнішньої геодезичної мережі ОУ.

Планове положення контрольних марок колон визначається методами прямокутних координат від створу та прямою кутовою засічкою. Горизонтальні та вертикальні кути вимірюються з похибкою до 15", а відстані – до 2 мм.

За результатами вимірювань у циклах обчислюються координати контрольних марок, горизонтальні зміщення верху колон та відстежується динаміка їх змін. За вісім років спостережень середня зміна крену колон становить 7 мм, максимальна 17 мм (відносні значення кренів 1:2 000 і 1:850. За даними вимірювань оцінюється стабільність конструкцій і встановлюється необхідність їх зміцнення.

Проблеми інженерно-геодезичного забезпечення зведення на ЧАЕС нового безпечного конфайнмента описано в гл. 11.

12.16. Інженерно-геодезичний моніторинг мостів

У процесі зведення та експлуатації мостових опор і пілонів, балок і арок виникають деформаційні вертикальні та горизонтальні зміщення, спричинені осіданням ґрунтів, нерівномірністю навантаження на конструкції, впливом температури тощо. Для вимірювання деформаційних зміщень на несних конструкціях закладають або фіксують контрольні марки, зокрема: 1) на мостових опорах (не менше трьох), а на пілонах, крім опорної частини, – не менше двох марок на кожному ярусі (через 20-30 м по висоті); 2) на верхній частині балок – по дві в кожному поперечнику (через 15-20 м), 3) на балках жорсткості підвісних мостів – у точках закріплення анкерів вант внизу і до арки або пілона вверху тощо. Марки закріплюють стінними реперами на опорах (пілонах), плитними (сферичними кульками) – на балках, плоскими візирними марками (катафотовими плівками, трипельпризмами кругового огляду) на пілонах. Верхніми контрольними марками на арці служать випуски анкерних труб.

Позначки нижніх марок визначають геометричним нівелюванням II класу точності з прив'язуванням ходів до берегових пунктів, а верхні – точним тригонометричним нівелюванням із пунктів мостової триангуляції. В літній час для зменшення впливу температурної деформації конструкцій на результати нівелювання його слід проводити вранці через годину після сходу сонця впродовж не більше 2-3 годин. Для відстежування деформаційних процесів арок під час експлуатації мосту на їх вершинах доцільно встановити по одному GPS-приймачу, організувавши неперервний зв'язок з базовою станцією для вибіркової реєстрації векторів відхилень, величини яких перевищують допуск.

За результатами нівелювання верхніх і нижніх контрольних марок складається загальна відомість їх позначок і різниць $h_i = H_{2i} - H_{1i}$, за якими із врахуванням геометричних параметрів вузла кріплення каната відстежується довжина вектора вертикальної деформації канатів і правильність розподілу на них мостових навантажень. Гранична похибка різниць позначок не повинна перевищувати 10 мм,

яка визначає рівень допустимих похибок визначення позначок верхніх і нижніх марок – відповідно 8 і 4 мм. Перша вимога задовольняється при вимірюванні горизонтальних і вертикальних кутів та довжин ліній у засічках марок ($m_B = m_Z = 5''$; $m_D = 5$ мм на відстані до 350 м), а друга – при прокладанні нівелірного ходу II класу точності завдовжки до 1 км, що відповідає умовам виконання вимірювань на будівельному майданчику. Зауважимо, що при визначенні планового й висотного положення можливі значні відхилення координат і позначок контрольних марок, спричинених впливом температурної деформації. Необхідна точність спостережень встановлюється в ПВГР.

12.17. Інженерно-геодезичний моніторинг ГЕС

На ріках України побудовано багато гідроелектростанцій, які потребують системного моніторингу. Особливу увагу приділяють великим ГЕС, зведеним на Дніпрі та Дністрі (Дніпровська, Каховська, Дніпродзержинська, Кременчуцька, Канівська, Київська, Дністровська). Для спостережень за деформаційними процесами на ГЕС контрольні марки і репери закладаються переважно в бетонній водозливній, земляній русловій та прибережній греблях, будівлі ГЕС, шлюзових камерах тощо. Досвід свідчить, що греблі й дамби дуже чутливі до змін рівня води водосховища з боку верхнього б'єфу (зміна горизонтальних зміщень 10 мм).

На **Кременчуцькій ГЕС** контрольні марки закладені в місцях розташування контрольно-вимірювальної апаратури, на бичках водозливної греблі та обабіч температурних швів. Для визначення деформаційних зміщень на території гідровузла створено GPS-мережу із 21-го пункту. Вимірювання на пунктах велися 5-ма приймачами 4000 SSE і 4600 LS фірми "Trimble". Базисні пункти визначалися сесіями впродовж 8-ми годин, а звичайні – по 4 години. Точність вимірів характеризується такими скп: взаємного положення пунктів – 2,4 мм, довжини сторони – 1:100 000, азимута – 0,5".

Висотна геодезична мережа включала 8 полігонів I класу загальною протяжністю 24 км, в тому числі 10,5 км паралельних ходів по греблі, в яких одночасно (по можливості) нівелювалися контрольні марки. Нівелювання виконувалося цифровим нівеліром NA 3003 фірми "Leica" в прямому та зворотному напрямках. Максимальна нев'язка становила 0,7 мм при допуску 2,4 мм. За даними врівноваження мережі скп становлять: 1,3 мм – на 1 км ходу; 0,3 мм – на станції та 1,8 мм – положення найслабшого репера ходу. За результатами вимірювань визначено величини горизонтальних і вертикальних зміщень контрольних марок, виконано їх порівняння з аналогічними даними, отриманими в попередніх циклах за 40 років експлуатації ГЕС.

У найближчій перспективі на таких відповідальних об'єктах, як греблі ГЕС, доцільно створювати систему автоматичного моніторингу деформацій з використанням GPS-методу (RTK), розгалуженої мережі високоточних інклінометрів (до 1") і передачі даних у центр опрацювання та аналізу даних спостережень.

Проблема економії енергоресурсів спонукала до будівництва гідроаккумулятивних електростанцій (ГАЕС), основними спорудами яких є верховий водозбірний басейн, зливна гребля, машинний зал та система нахилених напірних трубопроводів.

На **Київській ГАЕС** басейн розміщено на висоті понад 60 м над рівнем водосховища ГЕС, а у машзалі встановлено 6 агрегатів загальною потужністю 225 МВт. Розташування споруди в яружній зоні правого берега Дніпра, де раніше спостерігалися зсувні явища, вимагає ретельного вивчення деформаційних процесів. Тому моніторингові інженерно-геодезичні роботи включали побудову планової геодезичної мережі на території станції та її прив'язування до 4-х сторчкових висків типу СОВМ-2 (див. гл. 4) з якорями на дні свердловин, пробурених до твердих геологічних порід. Нівелірна мережа I класу опирається на два “куші” глибинних реперів.

Вимірювання в мережах виконувалися електронним тахеометром TC 1800 фірми “Leica” і цифровим нівеліром DiNi 10T фірми “Zeiss” у квітні-травні впродовж двох років.

У результаті горизонтальні та вертикальні зміщення контрольних марок, розташованих на шістьох сталевих нахилених трубопроводах, парапетах, підпирних стінках відвідного каналу та інших об'єктах, виявилися не більшими 2 мм, що підтвердило не тільки стабільність споруд і конструкцій ГАЕС упродовж року, але й дозволило прийняти важливе рішення про усереднення координат пунктів мережі для їх використання в подальших циклічних спостереженнях.

В останні роки у практику моніторингових спостережень на ГЕС починають впроваджуватися GPS-вимірювання в комбінації з електронними тахеометрами. У 2010 р. лабораторія Національного університету “Львівська політехніка” під керівництвом проф. К. Р. Третяка виконала комплексні геодезичні спостереження на греблі **Дніпровської ГЕС**, які включали високоточні GPS-вимірювання 2-частотними приймачами та лінійно-кутові вимірювання тахеометром TPS-1201 Leica. Скуп визначення координат пунктів не перевищувала 2 мм. З метою оперативного вимірювання впроваджується автоматизована система контролю (АСК) деформаційних процесів на інженерних спорудах [40].

АСК являє собою інтегрований комплекс перманентної геодезичної інфраструктури, яка складається з двох груп опорних геодезичних пунктів (основних і допоміжних). На пунктах основної мережі встановлюються прецизійні GPS-приймачі з трипельпризмами кругового огляду або роботизовані електронні тахеометри, на допоміжних, що розміщені на горизонтальних майданчиках, – GPS-приймачі або рефлекторні призми кругового огляду, а на контрольних марках, вибраних на вертикальних або похилих стінах споруд, – звичайні трипельпризми.

Роботизованими тахеометрами неперервно вимірюють горизонтальні й вертикальні кути, а також відстані до опорних пунктів двох категорій. Всі дані вимірювань за допомогою різних засобів зв'язку передаються в режимі реального часу в центр опрацювання інформації, в який через мережу Інтернет надходять дані GPS-вимірювань з найближчих перманентних станцій основної (державної) мережі. Результати вимірювань опрацьовуються у центрі. Таким чином, опорна мережа GPS-приймачів задає на території гідровузла координатну систему, незалежну від локальних геодинамічних деформацій. Інтеграція лінійно-кутових і GPS-вимірювань дозволяє в режимі реального часу вести неперервний контроль основної геодезичної мережі і визначати реальні зміщення допоміжних пунктів мережі.

На опорних пунктах мереж використовуються приймачі Leica GMX 902 GG, які розроблені спеціально для моніторингу інженерних споруд. Вони інтегруються в систему моніторингу і дистанційно управляються за допомогою програмного

забезпечення GNSS Spidero Leica. Цим приймачем визначаються миттєві зміщення або високочастотні коливання споруди, оскільки частота вимірювань координат пункту може становити 0,05 с. Він може одночасно приймати сигнали на двох частотах від 14-ти супутників системи GPS і 12-ти супутників ГЛОНАСС. Приймач працює з прецизійними антенами Leica AX1202 GG або AT504 GG. Система може працювати і в комбінації з пристроями зв'язку (GSM-модемами) для передачі даних у реальному часі до центру опрацювання інформації.

АСК, доповнена прецизійними двоосовими оптичними датчиками нахилу Nivel 210, дозволяє вимірювати в режимі реального часу добові періодичні коливання пілонів гребель, які зумовлені їх нерівномірним сонячним нагріванням. Реєстрація даних ведеться з частотою 0,3 с. Одночасно з кутами нахилу датчик фіксує зміни температури. Похибка визначення кутів нахилу 0,2".

Лінійно-кутові вимірювання на пунктах опорної мережі ведуться високоточними автоматизованими тахеометрами TS30 Leica (похибка вимірювання кутів 0,5", відстаней 0,6 мм + 1 мм/км). Тахеометр обладнано системою пошуку цілі, наведення та стеження за рефлектором. Швидкість обертання зорової труби 180°/с, кількість вимірів 5 000 за секунду. При сприятливих атмосферних умовах дальність дії тахеометра сягає 12 км. Опрацювання результатів вимірювань, їх інтегрування і аналіз ведеться програмним забезпеченням GeoMoS, яке управляє даними, накопичує зібрану інформацію і може оперативним повідомляти по мобільному телефону або через Інтернет відповідні служби про критичні значення деформаційних зміщень.

У закритих приміщеннях, в потерні греблі вимірювання ведуться методами електроної тахеометрії або створів (див.п.12.5) в комбінації з геометричним або тригонометричним нівелюванням. Вектори зміщень контрольних марок проектують на осі споруд. В аркових греблях один із векторів орієнтують по радіусу, а другий – по нормалі до нього.

Моніторинг ГЕС включає обстеження підводної частини гребель, зокрема контроль стану бетонних конструкцій фундаментів, ґрунту та рельєфу дна в прилеглій до греблі акваторії. Для дистанційного обстеження конструкцій використовують гідроакустичні системи, ультразвукові прилади бокового огляду, фото-відео-апарати, якими знімають дефектні ділянки конструкцій. Отримані знімки прив'язують до осей биків греблі за допомогою опущених струнних висків з GPS-прив'язкою. За отриманими знімками складають профіль підводної частини греблі, оцінюють її стан і розробляють план ремонтних робіт.

Підводні апарати типу LBV Seabotix масою 10-13 кг обладнано системою дистанційного керування, запису і передачі інформації на судно. Діапазон вимірювань глибин від 150 до 1500 м. Апарат також має компас, глибиномір, систему автоматичного утримання курсу, гідролокатор бокового огляду, ультразвуковий товщиномір, контрольні датчики.

Обстеження рельєфу ведуть вимірюванням глибин за допомогою ехолота з прив'язуванням промірних точок тахеометром або GPS-приладами (див. гл.8). Останні особливо ефективні тоді, коли обстеження в нижньому б'єфі ведуть на тихій воді у нічний час (при виключених гідротурбінах). За виміряними глибинами складають план рельєфу дна з відображенням його макро- і мікроформ, вимоїн, наносів та ін.

Глава 13. ОПТИМІЗАЦІЯ ПОЛОЖЕННЯ КОНСТРУКЦІЙ ІНЖЕНЕРНИХ СПОРУД

13.1. Оптимізація при вивірянні положення прямолінійних конструкцій

3.1.1. Постановка задач визначення оптимальних зміщень конструкцій

Конструкції споруд, машин і промислового обладнання входять до такої геометричної системи, яка повинна мати необхідну точність. Порушення геометричної форми споруд при будівництві або експлуатації спричинюють зміну нормального режиму роботи системи, передчасне спрацювання робочих органів машин, вихід їх з ладу і навіть обвал об'єкта.

Тому в комплексі інженерно-геодезичного забезпечення будівництва та експлуатації інженерних споруд і технологічного обладнання велике значення мають роботи, пов'язані з вивірянням будівельних конструкцій та визначенням їх деформації у процесі експлуатації. Обсяг і точність цих робіт значною мірою залежать від досконалості технології будівельно-монтажного виробництва, рівня розвитку будівельної та геодезичної техніки, ступеня прояву деформацій екзогенного і техногенного характеру.

Особливо велика роль геодезичних вимірів при секційному збиранні споруд та обладнання в обмеженому просторі, коли індустриальне виробництво висуває підвищені вимоги до узгодження геометричних параметрів збірних конструкцій з лініями, площинами і поверхнями опорних конструкцій. Досвід показує, що не завжди, особливо при монтажі прецизійного обладнання, доцільно домагатися його розміщення винятково у проектне положення, а лише витримувати задані у проекті геометричні умови, які забезпечують взаємозв'язок між окремими вузлами або агрегатами технологічних ліній. Це дозволяє вести монтажні роботи і налагоджування обладнання з мінімальними витратами праці й часу, ефективніше використовувати будівельну техніку і трудові ресурси.

Вибір параметрів об'єкта, що задовольняють задані геометричні вимоги до точності положення його конструктивних елементів, – задача оптимізації взаємного розташування конструкцій. Вона передбачає вибір такого варіанта керування положенням об'єкта, при якому досягається мінімальне чи максимальне значення деякого критерію, що характеризує якість керування.

Виходячи з вимог стосовно геодезичного забезпечення монтажу й експлуатації споруд і промислових установок, таким критерієм є ступінь геометричності (прямолінійність, площинність, вертикальність, горизонтальність і т. п.) елементів споруд.

Звичайно, при будівництві й експлуатації споруд та установок внаслідок впливу низки факторів (неточність виготовлення і монтажу конструкцій, усадка і релаксація бетону, осідання основ і фундаментів, нерівномірне нагрівання і навантаження) з'являються випадкові й систематичні відхилення від проектної геометрії. Тому виникає задача, пов'язана з вирівнюванням ліній, площин і поверхонь споруд з метою:

- визначення деформаційних характеристик споруд;
- оцінювання величин деформації споруд або їх окремих частин для встановлення можливості продовження будівельно-монтажних робіт чи експлуатації споруди;
- виправлення (рихтування) деформованих елементів споруд з мінімальними витратами засобів, праці й часу.

У практиці будівництва ідеальна форма об'єкта задається проектними координатами, а реальна – фактичними, які відрізняються. Очевидно, що різниці цих координат V_x , V_y і V_z або їх функції можуть характеризувати точність реалізації проекту. Тому задача виправлення геометрії споруди повинна бути розв'язана з мінімальними змінами розмірів і форми реальної споруди. Для цього, згідно з теорією оптимального регулювання систем, використовуються критерії оптимальності. Такими критеріями при оцінюванні якості геометрії та форми об'єкта можуть бути цільові функції

$$W = \sum_{i=1}^n V_i^2 = \min; \quad W = \sum_{i=1}^n V_i = \min; \quad W = \sum_{i=1}^n |V_i| = \min, \quad (13.1; 2; 3)$$

де V_i – відхилення положення фактичних точок споруди від проектних ($i = 1, 2, \dots, n$); n – кількість представницьких точок споруди.

Перша цільова функція широко використовується в геодезії у врівноважувальних обчисленнях та при розв'язанні задач вертикального планування територій МНК. При цьому припускають, що результати вимірювань є реалізацією випадкової величини з нульовим математичним очікуванням і з похибками, які підпадають під дію нормального закону розподілу. Ця умовність розв'язування задач методом найменших квадратів не дозволяє в багатьох випадках враховувати реальні геометричні умови реалізації проекту виправлення (рихтування) об'єкта – обмеження на зміщення його вузлів для надання споруді заданих розмірів і форми.

Визначення оптимальних параметрів цільових функцій при заданих обмеженнях – це задача математичного програмування, що формулюється в такий спосіб: мінімізувати (або максимізувати) цільову функцію $W(V) = F(y_1, y_2, \dots, y_n) = f(\bar{y})$ при умові $q_i(V) = Q(y_1, y_2, \dots, y_n) \leq b_i$ та обмеженнях на знак і величину окремих або всіх змінних $B_i \geq V_i \geq A_i$. Принципово функції $W(V)$ і $q_i(V)$ можуть бути різними, а знак обмежень означає, що вони подаються як нерівностями (зі знаками “менше” або “більше”), так і рівностями. До речі, в методі найменших квадратів, крім цільової функції (13.1), при формуванні нормальних рівнянь незримо присутнє обмеження рівності $V_1 + V_2 + \dots + V_n = 0$ як узагальненої умови стосовно властивостей відхилень від середніх величин, яке, до речі, можна використовувати для розв'язування рівнянь поправок МНК за програмою МКП на ПК без складання нормальних рівнянь.

У математичному аналізі такі задачі одержали назву задач на умовний екстремум. Якщо функції W і q лінійні, то математична модель є задачею **лінійного програмування** (ЛП), а якщо хоча б одна з функцій нелінійна, тоді така модель є задачею **нелінійного програмування** (НП). При квадратичній цільовій

функції та лінійних обмеженнях приходимо до задач **квадратичного програмування** (КП). Частковим випадком квадратичного програмування, коли система обмежень задана рівностями, є метод найменших квадратів.

Методи вирішення задач математичного програмування (МП) досить повно описані в літературі з дослідження операцій, розроблено низку стандартних програм для їх реалізації на ПК. Загальновизнаним методом рішення задач ЛП є симплекс-метод, що піддається простій реалізації алгоритмів на ПК. Для розв'язування задач квадратичного програмування використовують переважно узагальнений метод множників Лагранжа, заснований на теоремі Куна–Таккера. У задачах нелінійного програмування з багатьма змінними пошук оптимального рішення важкий, і універсальних та ефективних методів поки що не існує. Найчастіше використовується градієнтний метод та його модифікації (найшвидшого спуску), які в останні роки поширюються і на задачі квадратичного програмування, наприклад, у програмі “Excel”.

Рішення задачі лінійного або квадратичного програмування на площині з двома невідомими зводиться до вибору двох екстремальних нерівностей, які визначають положення двох ліній і точку їх перетину – результат розв'язування задачі. Однак в інженерній геодезії елементарний метод ЛП не знайшов широкого застосування в задачах регулювання положення будівельних конструкцій, оскільки його цільова функція (13.2) не накладає обмежень на шукані величини, а тільки на їх суму. Тому ефективнішим є **метод кусково-лінійного програмування**, в якому, згідно з формулою (13.3), мінімізується сума модулів (МСМ) шуканих величин (поправок) шляхом уведення додаткових змінних $z_i (i = 1, 2, \dots, n)$ у систему рівнянь поправок для V_i та утворення з них двосторонніх обмежень, що розширюють систему основних обмежень. Таке подання задачі дозволяє вирішувати її методом лінійного програмування. Однак у цьому випадку мінімізується не вихідна цільова функція типу (13.3), а еквівалентна їй нова цільова функція

$$Z = \sum_{i=1}^n z_i = \min, \quad (13.4)$$

але при цьому крім шуканих величин V_i , визначається така ж кількість змінних z_i . Ця обставина дещо знижує ефективність методу мінімізації суми модулів лінійних функцій, зате спроможність конкурувати з методом квадратичного програмування робить його перспективним не тільки для оптимізації положення конструкцій у будівництві й для врівноваження геодезичних мереж тощо [15].

Якщо координати представницьких точок об'єкта мають різну точність, то відхиленням, які входять у цільову функцію, можна надавати ваги p_i , зокрема, як це традиційно має місце у методі найменших квадратів. Але якщо в оптимізації функції у МНК беруть участь всі рівняння поправок, то у методах математичного програмування ці рівняння беруть участь тільки у визначенні величини цільової функції, а оптимальний параметр визначається кількома екстремальними обмеженнями (відповідно – двома на площині та трьома у просторі), тоді як більшість цих обмежень описує n -мірний простір (багатогранник) зони допустимих рішень (ЗДР) (рис. 13.1).

Для кращого сприйняття продемонструємо пошук рішень на площині.

У лінійному програмуванні мінімум цільової функції (точка P_1) визначається двома екстремальними обмеженнями:

$$\alpha_1 x_1 + \beta_1 x_2 - l_1 \geq 0;$$

$$\alpha_2 x_1 + \beta_2 x_2 - l_2 \geq 0,$$

де x_i, α_i, β_i – шукані невідомі та коефіцієнти при них ($i = 1, 2$).

Оскільки ці рівняння являють собою прямі, то локальний екстремум цільової функції досягатиметься у точці перетину прямих (точка P_1). Якщо цим двом рівнянням надати ваги, наприклад, p_1 і p_2 , то вони зовсім не впливатимуть на координати шуканої точки.

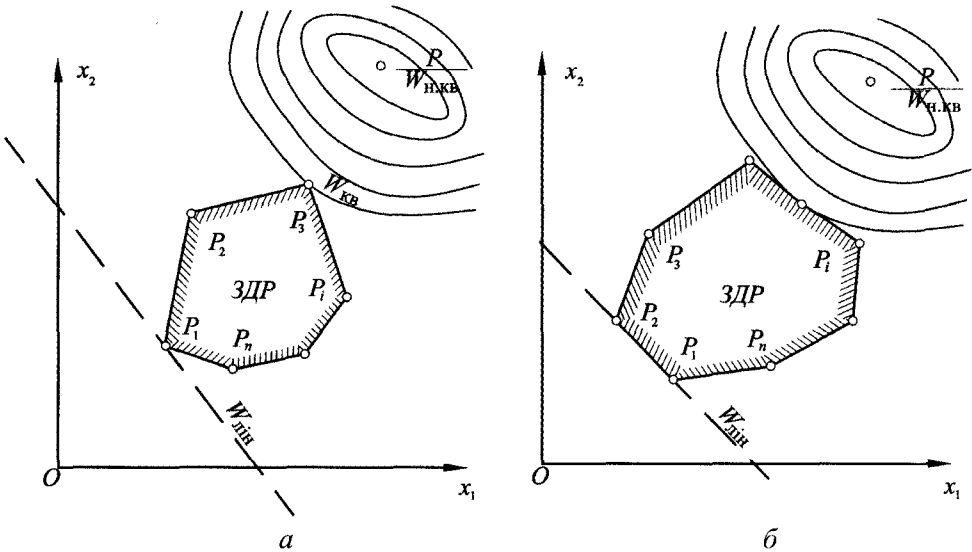


Рис. 13.1. Геометрична інтерпретація рішень задач методом лінійного і квадратичного програмування:

a – в точці перетину ліній обмежень;

б – в точці контакту лінії обмеження з лінією рівня цільової функції

Для розв'язування задач квадратичного програмування поряд з іншими можна застосувати метод невизначених множників (на площині λ_1 і λ_2), які множаться на вказані вище обмеження і присднуються до цільової функції:

$$W = Ax_1^2 + Bx_2^2 + Cx_1x_2 + Dx_1 + Ex_2 + F + \lambda_1 p_1 (\alpha_1 x_1 + \beta_1 x_2 - l_1) + \lambda_2 p_2 (\alpha_2 x_1 + \beta_2 x_2 - l_2) = \min.$$

Щоб визначити мінімум цієї функції, беруть часткові похідні за змінними $x_1, x_2, \lambda_1, \lambda_2$, прирівнюють їх до нуля і з отриманих чотирьох рівнянь визначають ці змінні. При цьому, як і у попередньому випадку, вплив ваг на результат пошуку усувається, за винятком впливу на величини цільових функцій, що практичного значення не має. Тому у МП практично немає сенсу використовувати ваги. Докладніше ці питання описано у праці [12].

У ході використання методів визначення оптимальних параметрів геометричних систем доцільно розглядати такі загальні методологічні особливості застосування апарату досліджень операцій, як:

- вибір критерію і побудова математичної моделі досліджуваного об'єкта;
- встановлення рівня необхідної інформації про його стан;
- пошук оптимального рішення за допомогою методів математичного програмування.

Необхідно також враховувати ступінь незмінності вихідних і шуканих параметрів системи, їх взаємозв'язок і обумовленість, можливість застосування доступних алгоритмів розв'язування задач і сферу використання результатів. Практикою доведено, що використання методу пошуку оптимального положення конструкцій дозволяє частково або повністю уникати робіт, пов'язаних з реконструкцією вузлів кріплення конструкцій, зрізання анкерних болтів, бетону, скоротити обсяг налагоджувальних робіт на 20-30 %, уникати непередбачених ускладнень в технологічному процесі [13].

13.1.2. Оптимальність вивіряння монорейок

Під час монтажу лінійних одно-, дво- або багаторядних паралельних конструкцій споруд (стрічкові фундаменти, панелі, підкранові балки і рейки, напрямні технологічного обладнання) вони займають в основному положення, близьке до проектного, тому залишається тільки його відкорегувати для досягнення заданих геометричних умов проекту (прямолінійності й паралельності) при допустимому відхиленні Δ .

В однорядній конструкції – монорейці (рис. 13.2) для вивіряння прямолінійності від обраного напрямку (створу) x вимірюють відхилення $a_i (i = 1, 2, \dots, n)$ нерівномірно віддалених одна від одної представницьких точок рейки, заданих абсцисами x_i відносно точки I (тобто $x_1 = 0$). Вимірюваному відхиленню надаються знаки “плюс”, якщо точка рейки розташована праворуч від створу, і “мінус” – якщо ліворуч. Зауважимо, що способи визначення відхилень можуть бути різними, зокрема і спосіб координування тахеометром контрольних точок з будь-якої станції шляхом обчислення їх прямокутних координат відносно кінцевих точок конструкції за формулами (п. 5.4).

Задаючи положення вирівнювальної прямої монорейки ординатами y_1 та y_n її початкової та кінцевої точок, ординату y_i будь-якої проміжної точки можна визначити методом інтерполяції за формулою

$$y_i = \left(1 - \frac{x_i}{x_n}\right) y_1 + \frac{x_i}{x_n} y_n. \quad (13.5)$$

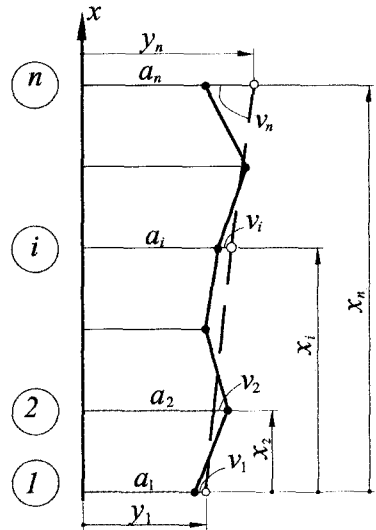


Рис. 13.2. Оптимізація положення монорейки

Увівши позначення

$$\left(1 - \frac{x_i}{x_n}\right) = \alpha_i; \quad \frac{x_i}{x_n} = \beta_i; \quad \alpha_i + \beta_i = 1, \quad (13.6)$$

де α_i, β_i – позиційні коефіцієнти, формула (13.6) набуває вигляду:

$$y_i = \alpha_i y_1 + \beta_i y_n. \quad (13.7)$$

Щоб виправити положення рейки, тобто вивести кожну її реальну точку на вирівнювальну пряму, визначають поправки (редукції) V_i за формулами

$$\begin{aligned} \alpha_1 y_1 + \beta_1 y_n - a_1 &= V_1; \\ \alpha_2 y_1 + \beta_2 y_n - a_2 &= V_2; \\ &\dots\dots\dots \\ \alpha_i y_1 + \beta_i y_n - a_i &= V_i; \\ &\dots\dots\dots \\ \alpha_n y_1 + \beta_n y_n - a_n &= V_n. \end{aligned} \quad (13.8)$$

Розв'язуючи цю систему рівнянь поправок методом найменших квадратів, отримують ординати:

$$\begin{aligned} y_1 &= \{[\beta\beta][\alpha a] - [\alpha\beta][\beta a]\} / D; \\ y_n &= \{[\alpha\alpha][\beta a] - [\alpha\beta][\alpha a]\} / D; \\ D &= [\alpha\alpha][\beta\beta] - [\alpha\beta]^2. \end{aligned} \quad (13.9)$$

Тепер, підставляючи визначені ординати у рівняння (13.8), можна обчислити величини поправок V_i , сума квадратів яких мінімальна, а сума $[V] = 0$ (згідно з умовами МНК). Знак поправки визначає напрям зміщення (редукції) рейки: якщо “плюс”, то вправо від напрямку створу, а якщо “мінус”, то вліво.

Для рівновіддалених точок рейки величини $x_i = l(i-1)$; $x_n = l(n-1)$, що спрощує обчислення позиційних коефіцієнтів і ординат відповідно за формулами

$$\begin{aligned} \alpha_i &= \frac{n-i}{n-1}; \quad \beta_i = \frac{i-1}{n-1}; \quad \alpha_i + \beta_i = 1; \\ y_1 &= C_1[a] - C_2[\beta a]; \\ y_n &= C_2[\beta a] - C_3[a]; \\ C_1 &= \frac{2(2n-1)}{n(n+1)}; \quad C_2 = \frac{6(n-1)}{n(n+1)}; \quad C_3 = \frac{2(n-2)}{n(n+1)}. \end{aligned} \quad (13.10)$$

Горизонтальність монорейки перевіряють нівеліром з використанням звичайної нівелірної або підвісної рейок. За даними нівелювання визначають товщини підкладок під рейку за аналогією з підготовкою монтажного горизонту при укладанні панелей (див. гл. 7).

13.1.3. Оптимальне вивірення підкранових колій

Для дворядних конструкцій (підкранових колій, напрямних завантажувальних машин реакторів АЕС, технологічних ліній і т. п.) фактичне положення точок рейок формально можна визначати також з одного робочого створу, наприклад, якщо велику відстань (відхилення) другої рейки від створу вимірювати за допомогою лазерної рулетки. Але на практиці доцільніше для кожної рейки будувати окремий створ, наприклад, x_1 і x_2 , вимірюючи від них відхилення a_{1i} і a_{2i} осьових точок двох рейок (рис. 13.3). Для фіксації взаємного положення створів і забезпечення паралельності та рівновіддаленості рейок необхідно виміряти відстані L_1 і L_n між загалом непаралельними створами на початку та в кінці колії. Початкові й кінцеві точки створів вибирають довільно на кінцях обстежуваної ділянки колії. Найчастіше їх вибирають на осі рейки. На довгих коліях формують ділянки завдовжки 120-140 м зі своїми робочими створами, які потім включають в осьові полігонометричні ходи для приведення результатів вимірювань в єдину систему опрацювання даних. Створ задають теодолітом (простим або лазерним), лазерним візором або струною.

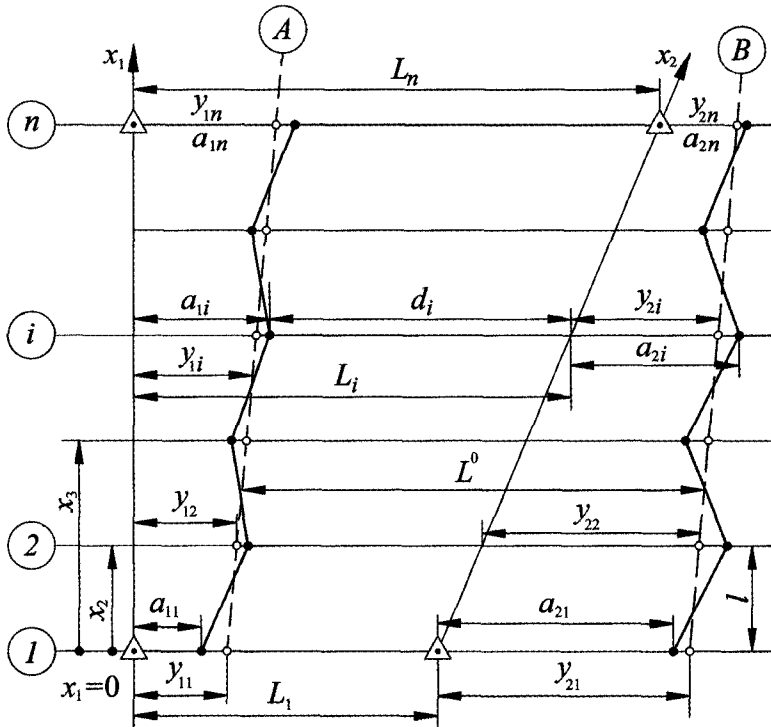


Рис. 13.3. Схема знімання підкранових рейок

Під час монтажу підкранових колій перевіряють прямолінійність, паралельність і горизонтальність консолей колон, підкранових балок і рейок, а при експлуатації – рейок, а іноді й балок. При належному геодезичному контролі будівельно-монтажних робіт і відсутності деформації каркасу споруди величини деформації

колії можуть бути невеликими. Однак у процесі експлуатації колій, особливо в цехах, зведених на просадних ґрунтах, з важким режимом роботи, деформації можуть значно перевищувати нормативні величини. Для прийняття рішення про необхідність виправлення колій треба виконати близько 10 тис. вимірів на 1 км прогону колії, з яких 10% припадає тільки на знімання планового положення підкранових рейок.

Для забезпечення прямолінійності й паралельності рейок їх вирівнюють з визначенням оптимальних елементів рихтування. В основу оптимізації планового положення колій покладено визначення двох вирівнювальних прямих з максимальним їх наближенням до фактичного положення рейок.

Теорію оптимізації описано вище для вивірювання монорейок. Однак наведені там формули можуть бути удосконалені з урахуванням специфіки влаштування підкранових колій, коли знімальні точки обирають навпроти кожної колони і, отже, позиційні коефіцієнти будуть однакові для точок лівої та правої рейок, навіть при неоднаковому кроці колон. Тоді ординати y_{11} та y_{1n} початку і кінця осі вирівнювальної лівої рейки колії визначаються за формулами (13.9) при таких величинах:

$$a_i = a_{1i} + \bar{a}_{2i}; \quad \bar{a}_{2i} = a_{2i} + \Delta L_i; \quad \Delta L_i = L_i - L^0 = \alpha_i L_1 + \beta_i L_n - L^0, \quad (13.11)$$

де a_{1i}, a_{2i} – виміряні відхилення точок осі рейки від лівого і правого створів ($i = 1, 2, \dots, n$); L_1, L_n – відстані між пунктами створу на початку і в кінці колії (секції); L^0 – проектна відстань між осями рейок; ΔL_i – поправка у відхилення a_{2i} за непаралельність створів і невідповідність відстані між створами проектній відстані між осями рейок; α_i, β_i – позиційні коефіцієнти, які визначаються за формулами (13.6) або (13.10) відповідно для нерівновіддалених та рівновіддалених точок на осях рейок.

Для простоти вимірювання відхилень доцільно використовувати спеціальну накладну марку зі шкалою, що має сантиметрові поділки (див. рис. 6.6, гл. 6). Особливість такої марки полягає в тому, що вона автоматично визначає положення осі рейки за допомогою симетрувального пристрою, а її шкала використовується для вимірювання нестворності та для нівелювання.

Вихідним показником неточності монтажу або деформації рейок колії є різниця ΔL_i між фактичною L_i і проектною L^0 відстанями між осями рейок, яка визначається за результатами вимірювань:

$$\Delta L_i = L_i - L^0; \quad L_i = \alpha_i L_1 + \beta_i L_n + a_{2i} - a_{1i}. \quad (13.12)$$

Якщо $\Delta L_i \geq \Delta L_{\text{доп}}$, то для забезпечення прямолінійності й паралельності колій виконують їх вирівнювання (рихтування) з визначенням оптимальних поправок (зміщень). До речі, вказана формула є базовою для розрахунку точності геодезичних вимірів у процесі знімання колій, для оцінювання їх стану і придатності до подальшої експлуатації.

У практичному спрощеному варіанті для ряду точок з однаковим кроком ординати початку і кінця осі вирівнювальної лівої рейки визначають за перетвореними формулами (13.10)

$$y_{11} = \frac{1}{2} \{C_1[a] - C_2[\beta a] + L_1 - L^0\};$$

$$y_{1n} = \frac{1}{2} \{C_2[\beta a] - C_3[a] + L_n - L^0\},$$
(13.13)

де C_1, C_2, C_3 – величини, які визначаються за формулами (13.10).

Подальше опрацювання вимірів в обох випадках, тобто при нерівномірному і рівномірному розподілі точок на рейках, однакове. Для одержання поправок у положення рейок за формулами (13.8) необхідно спочатку одержати ординати проміжних осьових точок лівої рейки:

$$y_{1i} = \alpha_i y_{11} + \beta_i y_{1n}. \quad (13.14)$$

Ординати кінцевих і проміжних точок оформлювальної прямої для правої рейки знаходимо за формулами зв'язку:

$$y_{21} = y_{11} + L^0 - L_1;$$

$$y_{2n} = y_{1n} + L^0 - L_n;$$

$$y_{2i} = \alpha_i y_{21} + \beta_i y_{2n}.$$
(13.15)

Елементи рихтування рейок одержуємо з виразів

$$V_{1i} = y_{1i} - a_{1i}; \quad V_{2i} = y_{2i} - a_{2i}. \quad (13.16)$$

Відповідно до умови методу найменших квадратів

$$[V_1] + [V_2] = 0, \quad (13.17)$$

що є контролем правильності розв'язування задачі.

Фактичну відстань між осями рейок невиправленої колії (див. рис. 13.3) можна визначити і за результатами оптимізації:

$$d_i = L^0 + V_{1i} - V_{2i}, \quad (13.18)$$

що може бути додатковим контролем правильності рішення задачі.

Якщо поправка V_{1i} або V_{2i} має знак “плюс”, то рейку зміщують праворуч від свого положення, а якщо “мінус”, то ліворуч. Необхідність рихтування визначають за величиною абсолютного значення елемента рихтування (5-10 мм), що встановлюється за правилами технічної експлуатації колій, а також за відхиленням відстані між рейками від проектної (до 15 мм). Контроль правильності зміщень під час рихтування здійснюють самі монтажники за допомогою точки (“маяка”), зафіксованої на передній площині колони, та контрольної лінійки або рулетки, вимірюючи віддалення рейки від маяка до і після виправлення.

Приклад обчислення елементів рихтування колії наведено в табл. 13.1 ($L_1 = 16\,992$; $L_7 = 17\,027$; $L^0 = 16\,990$ мм).

Значення сум поправок свідчать про правильність рішення задачі. Максимальна поправка становить 30,2 мм, середня – 17,9 мм, максимальне відхилення відстані між рейками від проектної – 57 мм. Тому колії підлягають рихтуванню.

Визначення оптимальних поправок для рихтування підкранової колії

№ ряду колон	β	a_1 , мм	a_2 , мм	$\Delta a = a_2 - a_1$, мм	$\beta(L_n - L_1)$, мм	ΔL , мм	$a = a_1 + a_2$, мм	βa , мм	y_1 , мм	y_2 , мм	V_1 , мм	V_2 , мм
1	0	0	0	0	0	16992	0	0	0,8	-1,2	0,8	-1,2
2	0,167	-9	6	15	5,8	17012	-3	-0,50	4,1	-3,7	13,1	-9,7
3	0,333	-19	24	43	11,6	17047	5	1,66	7,4	-6,2	26,4	-30,2
4	0,500	-14	18	32	17,5	17042	4	2,00	10,8	-8,8	24,8	-26,8
5	0,667	-10	4	14	23,3	17029	-6	-4,00	14,1	-11,3	24,1	-15,3
6	0,833	2	12	10	29,2	17031	14	11,66	17,4	-13,8	15,4	-25,8
7	1	0	0	0	35,0	17027	0	0	20,7	-16,3	20,8	-16,3
Σ	3,500	50	64	114	122,4	-	14	10,82	-	-	125,4	-125,3

Точність вимірювання відстаней між створами і відхилень осей рейок від створів можна визначити, виходячи з необхідної точності одержання відстаней між осями рейок прогону в найслабшому місці. Згідно з формулою (13.18), похибка довжини прогону становитиме:

$$m_d = \sqrt{(\alpha^2 + \beta^2)m_L^2 + 2m_a^2}, \quad (13.19)$$

де m_L – похибка вимірювання відстаней між створами на початку і в кінці ділянки шляху; m_a – похибка вимірювання відхилення осі рейки від створу.

У середині ділянки, де $\alpha = \beta = 0,5$, похибка

$$m_d = \sqrt{0,5m_L^2 + 2m_a^2}. \quad (13.20)$$

Прийнявши вплив першої похибки в два рази меншим від впливу другої, одержимо:

$$m_L = m_a \leq 0,63m_d, \quad (13.21)$$

а для вимірів на початку або в кінці ділянки колії, коли один позиційний коефіцієнт дорівнює одиниці, а другий нулю, маємо:

$$m_L \leq 0,45m_d; \quad m_a \leq 0,63m_d, \quad (13.22)$$

за якими можна розрахувати допустимі похибки вимірювання відстані між робочими створами та нестворності осі рейок. Так, якщо скп $m_d = 10/2 = 5$ мм, то $m_L \leq 2,2$ мм і $m_a \leq 3,2$ мм у найслабшому місці створу.

На практиці виникають випадки, коли колії доводиться виправляти за **слабо криволінійною вирівнювальною лінією**, яка краще враховує деформації каркасу цеху, крен колон і непрямолінійність підкранових колій, розташованих у зоні підземних виробок. При цьому враховуються основні допуски нормативних документів, які регламентують величину допустимого відхилення колії до 20 мм на окремих її ділянках завдовжки 40 м. Досвід показує, що такі відхилення суттєво не впливають на роботу крана.

Математично криволінійна оформлювальна лінія, наприклад, для монорейки, описується рівнянням полінома:

$$y_i = C_0 + C_1x_1 + C_2x_2^2 + \dots + C_kx_i^k, \quad (13.23)$$

де C_i – коефіцієнт полінома ($i = 0, 1, 2, \dots, k$); k – степінь полінома.

Очевидно, що рівняння поправок для монорейки матиме вигляд:

$$C_0 + C_1x_1 + C_2x_2^2 + \dots + C_kx_i^k - a_i = V_i, \quad (13.24)$$

де a_i – вимірне відхилення рейки від створу.

Далі задачу можна розв'язувати МНК або квадратичним програмуванням. В обох випадках треба задати кількість коефіцієнтів полінома, але не менше трьох, тобто параболи. Потім за МНК необхідно скласти систему нормальних рівнянь, із яких можна спочатку визначити коефіцієнти полінома, а потім ординати і поправки для всіх точок рейки за формулами (13.23) і (13.24). Для квадратної параболи нормальні рівняння мають вигляд:

$$\begin{aligned} 3C_0 + [x]C_1 + [x^2]C_2 - [a] &= 0; \\ [x]C_0 + [x^2]C_1 + [x^3]C_2 - [xa] &= 0; \\ [x^2]C_0 + [x^3]C_1 + [x^4]C_2 - [x^2a] &= 0. \end{aligned} \quad (13.25)$$

Наприкінці розв'язування цієї задачі порівнюють визначені поправки з допуском, виконуючи послідовне порівняння модуля поправки V_i з модулем різниці поправок ($V_{i+1} - V_{i-1}$) для наступного й попереднього прогонів, тобто на довжині $2l$, де l – довжина прогону. Якщо $l = 6$ м, то вказаний вище допуск 20 мм/40 м приводиться до 12 м, тобто становить всього 6 мм, який використовується для аналізу результатів оптимізації. При отриманні хоча б одного недопустимого розходження задачу розв'язують повторно із введенням у системи рівнянь додатково одного коефіцієнта полінома і т. д., порівнюючи кожен раз отримані поправки з допуском. Досвід свідчить, що застосування цього методу порівняно з прямою лінією майже наполовину зменшує обсяг рихтувань, а степінь полінома не перевищує 10 [14].

ПК дають змогу описану задачу розв'язувати методом квадратичного програмування, використовуючи функцію “Пошук розв'язку” в електронних таблицях “Excel”, що може сприяти як зменшенню кількості коефіцієнтів полінома (до 3-4-х), так і забезпеченню встановлених допусків. При цьому, як буде показано нижче, складається цільова функція, яка відповідає цільовій функції методу найменших квадратів, тобто коли сума квадратів поправок мінімальна. Але тут слід витримувати умову, щоб величини поправок не перевищували заданого допуску. Розв'язування таких задач подано далі, тому нагадаємо лише, що коли контролюється модуль поправки, обмеження на величину поправки (13.24) повинні бути двосторонніми.

У випадку застосування оформлювальних кривих для оптимізації колій мостових кранів рівняння поправок для основної (лівої) колії описується залежністю (13.24), а для правої відрізняється тільки величиною вільного члена \bar{a}_{2i} , який визначається за другим виразом формули (13.11).

13.1.4. Визначення оптимальної довжини бази і перекосу коліс крану

Надійність підйомно-транспортних машин і механізмів залежить від ступеня точності геометричних параметрів колісних баз кранів (мостових, козлових, розвантажувально-завантажувальних машин (РЗМ) АЕС та ін.). Оскільки робота цих кранів пов'язана із геометрією підкранових колій, то для забезпечення їх взаємодії необхідно узгоджувати габарити колії з колісною базою крану. При цьому особливу увагу надають визначенню перекосу коліс, тобто відхиленням їх торців від вертикальної площини, яка проходить через вісь рейки колії. Лінійна величина цього відхилення не може перевищувати $1/500$ діаметра або у кутовій мірі $7'$. Важлива ознака значного перекосу коліс крану (23 мм з нашої практики) – це односторонній зріз (“вигризання”) головки рейки мостового крану на колії шириною 22,5 м.

З огляду на значні габарити платформи крану вказані геометричні параметри контролюють переважно геодезичними методами, які забезпечують визначення відстані між протилежними колесами візка та побудову двох референтних вертикальних площин для бокового нівелювання торців коліс у чотирьох точках кожного [65].

Зауважимо, що для одночасного контролю положення цих точок з коліс треба зняти захисні букси. Інакше вимірювання проводять по чергово для двох точок, розташованих на горизонтальному діаметрі, а другу пару визначають після перекошування коліс крану на 90° . При цьому старанно ведуть маркування і нумерацію точок. Для врахування можливих змін в положенні крану вимірювання треба повторити, перекошуючи кран у зворотному напрямі або встановлюючи колеса у 4-х положеннях ($0-90-180-270^\circ$).

Положення коліс визначають аналогічно до підкранових колій, встановлюючи тахеометр, рефлектор або візирну марку на кронштейнах, які прикріплюють струбцинами до платформи крану в місцях, де забезпечується видимість вздовж платформи крану для побудови на кінцях базиса під прямим кутом вертикальних референтних площин. В опорній плиті кожного кронштейна зроблені отвори діаметром 16 мм для закріплення приладів стандартним становим гвинтом. Базис вимірюють точним віддалеміром до 1 мм.

Положення контрольних точок коліс відносно референтних площин визначають способом бокового нівелювання, прикладаючи лінійку до торця колеса так, щоби вона була горизонтальна і перпендикулярна до лінії візування тахеометром. Враховуючи вимогу точного (до 0,2 мм) вимірювання відхилень a_{ji} ($j = 1,2,3,4; i = 1,2,3,4$), до кожної точки лінійку прикладають двічі та беруть середнє значення. Для полегшення цих вимірів доцільно виготовити лінійку з магнітною опорою.

Для контролю осьової бази коліс вимірюють віддалеміром відстань до осі колеса, що дає можливість визначити непаралельність осей і, як наслідок, причини утворення перекосу коліс. Близьке розташування контрольних точок вимагає використання зорових труб з фокусуванням від 0,8-1 м або лінзової насадки. Для контролю перекосу коліс доцільне створення спеціальної автономної насадки на колесо з гіроскопом і датчиком вертикалі для визначення азимута торцевої площини колеса та її відхилення від вертикалі.

Опрацювання результатів вимірювань включає визначення умовних координат торцевих точок осей коліс: абсцис x_1, x_2, x_3, x_4 і ординат:

$$y_1 = 0,5(a_{11} + a_{12}); \quad y_2 = 0,5(a_{21} + a_{22});$$

$$y_3 = 0,5(a_{31} + a_{32}); \quad y_4 = 0,5(a_{41} + a_{42}),$$

а потім обчислення за координатами довжин сторін чотирикутника 1-2-3-4, його діагоналей 1-4 і 2-3 та, нарешті, прямих кутів у чотирикутнику для характеристики паралельності самих осей та розташування їх торців у паралельних площинах 1-3 і 2-4.

Довжина бази крану або відстань між вертикальними площинами симетрії колісної пари визначає відстань між осями рейок колії крану. Зауважимо, що під час експлуатації кранів контроль довжини бази крану і перекосу коліс є гарантією уникнення однобокого “виїдання” рейок і безаварійної роботи крана. Для визначення бази крана доцільно застосувати метод оптимізації з використанням рівнянь поправок

$$\alpha_i y_{11} + \beta_i y_{1n} - a_{1i} = v_{1i};$$

$$\alpha_i y_{11} + \beta_i y_{1n} + (L_0 - L) - a_{2i} = v_{2i},$$

де L, L_0 – виміряна відстань між робочими базами знімання планового положення коліс і шукана довжина бази крану.

При цьому враховується те, що створи знімання коліс паралельні. Але на протипагу оптимізації положення підкранових колій у друге рівняння поправок включено визначення третьої величини $(L_0 - L)$, за якою легко визначити довжину бази $L_0 = (L_0 - L) + L$, що суттєво спрощує використання вимірних значень відхилень як вільних членів рівнянь поправок і нормальних рівнянь. Ординати $y_{21} = y_{11} + L_0 - L$ і $y_{2n} = y_{1n} + L_0 - L$, за якими визначають поправки – відхилення бокових площин коліс від оптимального (стандартного) положення.

Методика використана для контролю положення коліс РЗМ-3 АЕС з шістьма колісними парами. Відстань між паралельними створами $L = 21\,466$ мм, а відхилення зовнішніх площин коліс від створів виміряно з похибкою до 0,1 мм. Діаметр коліс 800 мм, відстань між контрольними точками (база знімання) 600 мм. За даними вимірювань отримано систему нормальних рівнянь:

$$9,0073y_1 + 2,9927y_n + 6(L_0 - L) = 33,2452;$$

$$2,9927y_1 + 9,0073y_n + 6(L_0 - L) = 123,655;$$

$$6y_1 + 6y_n + 12L_0 - L = -2696,8,$$

звідки отримано: $y_{11} = 230,3$; $y_{1n} = 245,3$; $(L_0 - L) = -462,5$, а потім похідні значення $L_0 = 21003,5$; $y_{21} = -232,2$; $y_{2n} = -217,2$ мм. За ординатами початкових і кінцевих точок 12-ти коліс візка крана визначено положення зовнішніх торцевих площин, відстань між якими повинна становити $L_0 + 2c$ (c – ширина колеса з ребордами, яка в даному прикладі дорівнює 60 мм). Кут повороту γ_{1n} цих площин відносно колімаційних площин знімання положення коліс визначається за формулою

$$\gamma_{1n} = \arctg(y_{1n} - y_{11}) / (x_{1n} - x_{11}),$$

який для РЗМ-3 дорівнює $6,3'$.

Перекося коліс крана у лінійній q та кутовій φ мірах найкраще визначати із врахуванням оптимального положення коліс, використовуючи поправки $v_{1i}, v_{2i}, (i = 1, 2, \dots, n)$ за формулами

$$q_{1-2} = v_2 - v_1; \quad q_{3-4} = v_4 - v_3; \dots; \quad q_{11-12} = v_{12} - v_{11};$$

$$\varphi_{1-2} = \frac{3438}{k} q_{1-2}; \quad \varphi_{3-4} = \frac{3438}{k} q_{3-4}; \dots; \quad \varphi_{11-12} = \frac{3438}{k} q_{11-12},$$

де k – відстань між контрольними точками колеса (у даному разі 600 мм).

При цьому кути φ (у мінутах) характеризують відхилення торцевої площини колеса від загального (оптимального) положення візка крана як єдиної механічної системи, яка повернута відносно знімальних створів на кут $\gamma_{1-2} = 6'18''$. Більшість відхилень кутів коліс не перевищує допуску $7'$ при максимальному значенні 10,5' на 12-му колесі. Модуль середніх значень кутів коліс лівого і правого рядів становлять 3,4 і 4,3'. Перевагою оптимального методу є те, що в ньому одночасно визначається довжина бази крана, необхідна для вивірювання підкранових колій.

13.1.5. Оптимізація положення багаторядних колій мостових і підвісних кранів

У багаторядних підкранових коліях і підвісних кранах зростає кількість робочих створів, але вимірювання ведуться аналогічно описаній вище методиці.

Вимірявши відстані L_{1j} і L_{nj} між створами на початку і в кінці секції та відхилення a_{ji} точок конструкцій від своїх створів (рис. 13.4), запишемо рівняння поправок:

$$y_{ji} - a_{ji} = V_{ji}, \quad (13.26)$$

де y_{ji} – ординати проміжних точок вирівнювальних прямих відносно свого створу ($j = 1, 2, \dots, m; i = 1, 2, \dots, n$); m – кількість створів або рейок крана.

При цьому мають бути виміряні відстані x_{ji} до осьових точок кожної рейки. Якщо ці точки лежать в одному поперечнику прогону, то задаються тільки абсциси x_i , а якщо з однаковим кроком l , то це суттєво спрощує методику визначення позиційних коефіцієнтів та опрацювання результатів вимірювань. Саме ці два способи розглядатимуться далі як найпоширеніші в практиці.

Ординату y_{ji} кожної проміжної точки визначаємо інтерполяцією ординат початку і кінця прямої:

$$y_{ji} = \left(1 - \frac{x_{ji}}{x_n}\right) y_{j1} + \frac{x_{ji}}{x_n} y_{jn} = \alpha_i y_{j1} + \beta_i y_{jn}, \quad (13.27)$$

де y_{j1}, y_{jn} – ординати початку і кінця вирівнювальних прямих (або геометричних оформлювальних ліній); x_{ji}, x_n – умовні абсциси поточної та кінцевої точок відносно першої, прийнятої за початок відліку.

Аналогічну інтерполяцію застосовуємо для визначення відстані між непаралельними створами у будь-якому перерізі споруди, наприклад, для j -ї точки:

$$L_{ij} = \left(1 - \frac{x_{ji}}{x_n}\right)L_{1j} + \frac{x_{ji}}{x_n}L_{nj} = \alpha_i L_{1j} + \beta_i L_{nj}, \quad (13.28)$$

де L_{1j}, L_{nj} – відстані між двома непаралельними створами – першим (основним) і робочим – у початковій і кінцевій точках перерізів споруди ($j = 2, 3, \dots, m$), які дозволяють привести виміряні в робочому j -му створі відхилення a_{ji} до 1-го створу, як це робилося вище для двоядних підкранових колій.

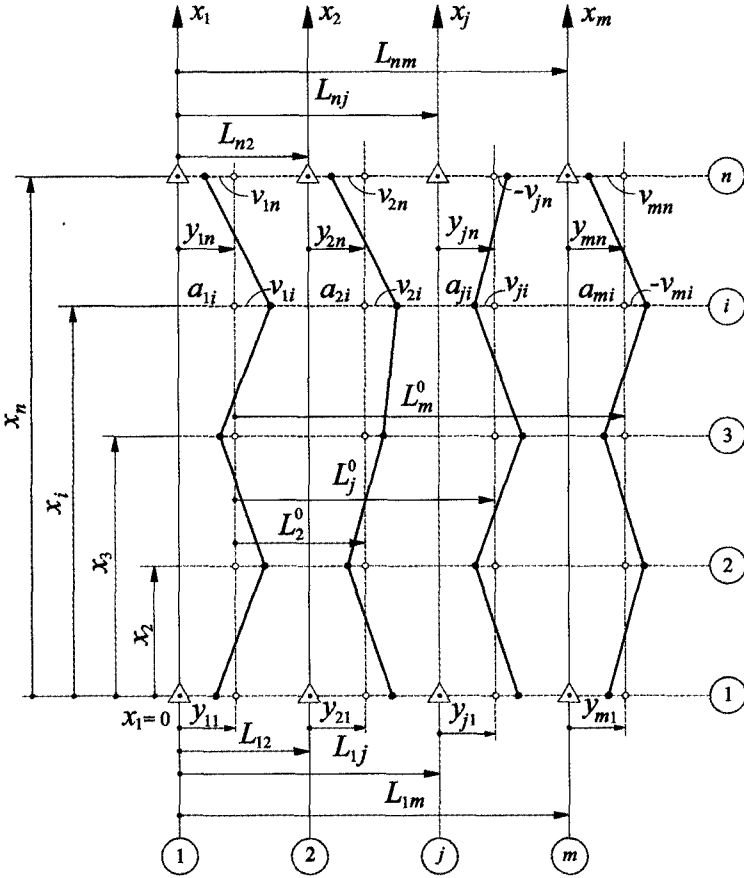


Рис. 13.4. Схема вивірення паралельних конструкцій

Беручи до уваги, що координати вирівнювальних осей колій – залежні величини, рівняння поправок (13.8) запишемо у робочому вигляді:

$$\begin{aligned} \alpha_i y_{11} + \beta_i y_{1n} - a_{1i} &= V_{1i}; \\ \alpha_i y_{11} + \beta_i y_{1n} - \{a_{2i} + \alpha_i L_{12} + \beta_i L_{n2} - L_{12}^0\} &= V_{2i}; \\ &\dots \end{aligned} \quad (13.29)$$

$$\alpha_i y_{11} + \beta_i y_{1n} - \{a_{ji} + \alpha_i L_{1j} + \beta_i L_{nj} - L_{1j}^0\} = V_{ji};$$

$$\alpha_i y_{11} + \beta_i y_{1n} - \{a_{mi} + \alpha_i L_{1m} + \beta_i L_{nm} - L_{1m}^0\} = V_{mi}.$$

Вільні члени рівнянь поправок для всіх осей, крім першої, доповнені величинами, що враховують непаралельність створних ліній і невідповідність відстаней між ними відносно проектних відстаней L_{1j}^0 – віддаленню j -ї рейки від 1-ї – основної.

Розв'язуючи рівняння поправок (13.29) за МНК, отримаємо два нормальних рівняння типу (13.9), звідки знаходимо спочатку невідомі y_{11} і y_{1n} , а потім за формулами (13.29) і поправки V_{ji} .

Якщо підкранові колії відображено сукупністю рівновіддалених точок, то ординати вирівнювальної лінії першого ряду визначаються за формулами

$$y_{11} = \frac{1}{m} \{C_1[a] - C_2[\beta a] + \sum_{j=2}^m (L_{1j} - L_{1j}^0)\};$$

$$y_{1n} = \frac{1}{m} \{C_2[\beta a] - C_3[a] + \sum_{j=2}^m (L_{nj} - L_{nj}^0)\},$$
(13.30)

де $a_i = a_{1i} + a_{2i} + a_{3i} + \dots + a_{mi}$ – сума вимірних відхилень від усіх створів на i -й поперечній осі, яка множиться на β_i .

За ординатами y_{11} та y_{1n} першого (вихідного) створу визначають ординати початку, кінця та проміжних точок інших створів:

$$y_{j1} = y_{11} + L_j - L_{1j}; \quad y_{jn} = y_{1n} + L_j - L_{nj}; \quad y_{ji} = \alpha_i y_{j1} + \beta_i y_{jn}, \quad (13.31)$$

а потім за формулами (13.29) – редукційні поправки V_{ji} (в останніх можна використовувати тільки ординати основного створу, що сприятиме спрощенню робочої програми для ПК). Зауважимо, що ці поправки характеризують ступінь наближення оптимізованої осі до фактичних центрів конструктивних елементів. Контроль правильності обчислень здійснюють за формулою

$$[V_1] + [V_2] + \dots + [V_m] = 0. \quad (13.32)$$

Формули (13.29) - (13.32) є загальними для різної кількості осей і можуть бути використані для характеристики геометричних параметрів поля видовжених і паралельних будівельних конструкцій (стіни, ряди фундаментних паль, багаторейкові кранові колії, напрямні технологічних ліній і т. п.).

Необхідно зазначити, що розглянуті вище задачі розв'язувалися з дотриманням умови, що всі відхилення осей рейок від створу виміряні рівноточно. При невеликих відстанях (до 100-150 м) візування теодолітом похибка середньої точки створу не перевищуватиме 1-2 мм. В інших випадках доцільно виміряним відхиленням надавати ваги, які вибирають відповідно до технології знімання конструкцій. На практиці використовують два способи знімання. Якщо його здійснюють двічі в одному напрямку, тоді за умовами візування найвіддаленіші точки будуть визна-

чатися з максимальною похибкою і тому вага виміру відхилення від створу становитиме $p = c/x_{ji}^2$. При вимірюванні в прямому і зворотному напрямках з розміщенням приладу поперемінно на кінцях створу (секції) вагу середньовагового відхилення визначають за формулою

$$p_i = C \frac{x_i^2 + (x_n - x_i)^2}{x_i^2 (x_n - x_i)^2}.$$

Для характеристики точності визначення прямолінійності конструкції об'єкта можна скористатися похибкою визначення поправок за формулами (13.15) і (13.16), тобто величиною

$$m_V = \sqrt{m_L^2/2 + m_a^2},$$

де m_L — похибка виміру базових відстаней між створами.

Якщо $m_L = 2$ мм і $m_a = 3$ мм, тоді величина $m_V = 3,3$ мм, яка характеризує лише точність вимірювань.

Для рівномірно розташованих точок об'єкта з m напрямними похибка поправки становитиме:

$$m_V = \frac{2\mu}{\sqrt{mn}} K_i; \quad \mu = \sqrt{\frac{[VV]}{mn-2}}; \quad K_i = \sqrt{\frac{(n-i)^2 + (i-1)^2 + (n-i)(i-1)}{(n-1)^2}}.$$

Значення K_i змінюється від 0,87 у середині ділянки колії до 1 – на її кінцях. Тому ординати всіх точок практично можна вважати рівноточними. Тоді без врахування слабких кореляційних зв'язків між шуканими величинами та за малістю похибок вимірювання відстаней між створами генеральна непрямолінійність конструкцій характеризуватиметься величиною

$$m_V \approx \frac{2}{mn} \sqrt{[VV]},$$

яку доцільно використати і для характеристики деформації об'єкта за реальними відхиленнями від заданих геометричних параметрів. Визначена за цією формулою величина m_V для підкранової колії (див. табл. 13.1) як показник ступеня її деформації становить 10,7 мм при середній величині поправки 17,9 мм.

13.1.6. Оптимізація положення підкранових рейок за мінімумом рихтувальних робіт

Рихтування кранових колій при значному зміщенні рейок, що перевищують їх допустиме значення, економічно неефективне, оскільки основним працевизначальним фактором тут є операція відкріплення рейки від балки або балки від консолі колони, а не операція з усунення їх зміщення. Тому оптимізація розміщення рейки на балці (або балок на консолях) має включати визначення такого положення рейок, при якому кількість відкріплень конструкцій буде мінімальною.

Припустимо, що описаними вище методами знайдено оптимальний розв'язок, при якому можуть мати місце як малі, так і великі значення редукацій, причому перші

зустрічаються частіше, ніж другі. Тому задача пошуку оптимального розв'язку з погляду мінімуму рихтувальних робіт полягає у послідовному вилученні з розрахунку тих точок конструкцій, в яких абсолютна величина зміщення більша від допустимої, тобто $|V_{ji}| > V_{\text{доп}}$. Отже, ті точки, в яких відхилення V_{ji} перевищують установлений допуск, вилучають з оброблення, оскільки вони уже визначають дефектні місця конструкцій, що підлягають рихтуванню. Очевидно, що вторинний розв'язок задачі дасть нові значення відхилень, які також підлягають аналізу за вказаною умовою.

Таким чином, здійснивши кілька послідовних наближень (звичайно 3-4), домагаються такого положення конструкцій, при якому знайдені елементи їх рихтування залишаються в межах установленого нормативу. Тоді отримані ординати вирівнювальних прямих $y_{11}^k, y_{1n}^k, y_{21}^k, y_{2n}^k$ приймають за остаточні й за ними обчислюють елементи рихтування для усіх вилучених раніше точок. Очевидно, що в цьому розв'язку $[VV] \geq \min$, однак кількість робочих елементів рихтування в порівнянні з оптимальною буде завжди меншою.

Застосування зазначеної методики у виробництві дозволяє на 20-25 % скоротити кількість виправлень конструкцій та знизити витрати праці й часу на виконання рихтувальних робіт. Метод можна використати для виправлення плоских і просторових конструкцій.

13.1.7. Оптимізація положення підкранових рейок методом математичного програмування

Незважаючи на однозначне і точне вирішення задачі оптимізації методом найменших квадратів, зміщення рейок у межах підкранової балки можуть бути настільки великими, що їх реалізація буде неможливою через обмежену ширину вузла кріплення рейок до балок (50-60 мм).

Використання обмежень на величину зміщення рейок у вигляді математичних залежностей (нерівностей) дозволяє розв'язати дану задачу методами математичного програмування. Ці методи забезпечують одержання мінімальних зміщень підкранових рейок як при їх монтажі та експлуатації в діючих промислових цехах, так і в процесі будівництва при укладанні рейок на готові підкранові балки.

Схему геодезичних вимірювань для цих потреб передають рис. 13.5 і 13.6. Ламаними лініями на них показано фактичне положення лівої і правої підкранових рейок, штрихуванням по краях – передні грані колон, штрихуванням зон – допустимий діапазон h переміщення рейок на балках. Під час знімання колій від створів x_1, x_2 , закріплених на початку і в кінці колії (або секції) та прийнятих умовно за осі абсцис, вимірюють: поперечні відхилення a_{1i}, a_{2i} точок рейок; відстані e'_{1i}, e'_{2i} і e''_{21}, e''_{2i} до внутрішнього і зовнішнього країв підкранової балки; відстані t_{1i}, t_{2i} до передніх граней колон.

Вимір відстаней до внутрішнього і зовнішнього країв балки обумовлене тим, що у зв'язку з розташуванням рейки на осі балки її положення необхідно визначати непрямым шляхом за рівнянням

$$b_{ji} = e'_{ji} + e''_{ji}.$$

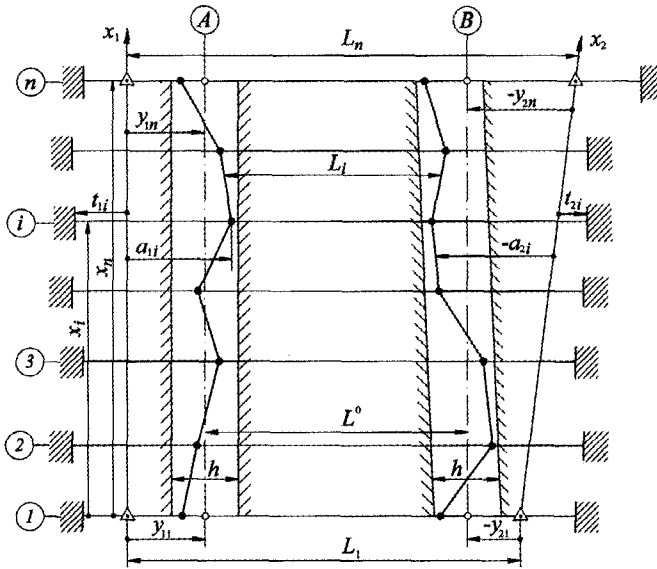


Рис. 13.5. Схема знімання підкранових колій з обмеженням положення рейок на балках

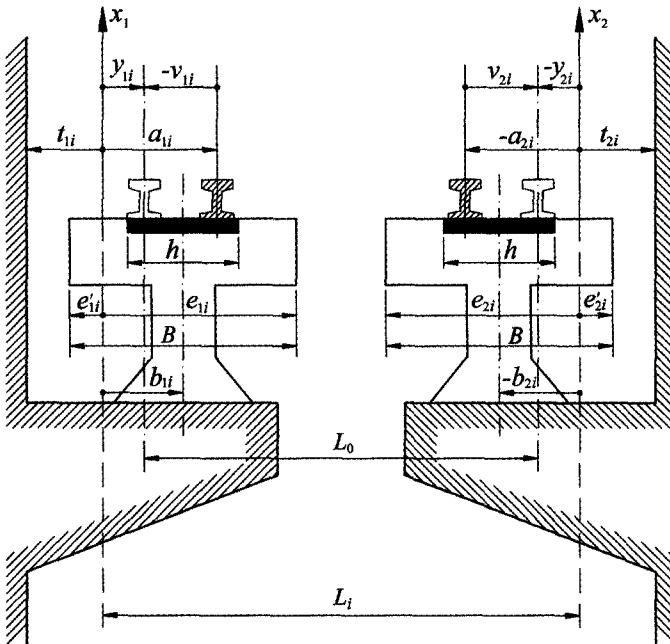


Рис. 13.6. Система обмежень на положення підкранових балок

Контролем правильності знімання є алгебраїчна різниця $e_{ji}' - e_{ji}''$, яка повинна відповідати проектній ширині балки B . Якщо один із країв балок недоступний, наприклад, внутрішній, то $b_{ji} = B/2 - e_{ji}''$, але при цьому можлива похибка, обумовлена неточністю виготовлення балки. Ширина балки, а також ширина смуги

допустимого поперечного переміщення рейки в межах балки і мінімально допустимий габарит Q на проходження крана повз передню грань колон приймаються проектними.

Початок створів доцільно обирати в першому прогоні. Його звичайно приймають за початок координат, хоча при загальній постановці питання можна віднести на будь-яку відстань. Таким чином, у результаті знімання кожна поточна точка осі рейки і балки визначається відносно створів координатами x_{ji}, a_{ji}, b_{ji} . Правило встановлення знаків цих величин аналогічно попередньому.

Нехай проектне положення відрихтованих рейок вказують паралельні прямі A, B із заданою проектною відстанню між ними L^0 і кожна пряма задається координатами її кінців. Через те що абсциси є фіксованими величинами, то шуканими будуть тільки ординати. Для їх визначення, як і в попередньому випадку, за виразами (13.16) складаємо рівняння поправок відповідно для лівої та правої підкранових рейок.

Величини поправок обмежуються з урахуванням інтервалу допустимого переміщення рейок і мінімально допустимої величини кранопрохідного габариту. Відповідно до цих вимог на ординати проектного положення рейки накладають такі дво- й односторонні обмеження:

$$\begin{aligned} y_{1i} &\geq b_{1i} - h/2; & -y_{2i} &\leq -b_{2i} + h/2; \\ y_{1i} &\leq b_{1i} + h/2; & -y_{1i} &\geq -b_{1i} - h/2; \\ y_{1i} + t_{1i} &\geq Q; & -y_{2i} + t_{2i} &\geq Q. \end{aligned}$$

Уведемо позначення:

$$\bar{a}_{2i} = a_{2i} + \Delta L_i; \quad \bar{b}_{2i} = b_{2i} + \Delta L_i; \quad \bar{t}_{2i} = t_{2i} + \Delta L_i; \quad \Delta L_i = \alpha_i L_1 + \beta_i L_n - L^0,$$

де $\bar{a}_{2i}, \bar{b}_{2i}, \bar{t}_{2i}$ – перетворені відхилення точок і відстані до конструкцій від правого створу, що являють собою величини, які одержано опосередковано від паралельних нормативних створів.

З урахуванням вказаних позначень і ординат основної рейки запишемо два рівняння поправок і шість обмежень:

$$\begin{aligned} V_{1i} &= \alpha_i y_{11} + \beta_i y_{1n} - a_{1i}; \\ V_{2i} &= \alpha_i y_{11} + \beta_i y_{1n} - \bar{a}_{2i}; \\ \alpha_i y_{11} + \beta_i y_{1n} - b_{1i} + h/2 &\geq 0; \\ -\alpha_i y_{11} - \beta_i y_{1n} + b_{1i} + h/2 &\geq 0; \\ \alpha_i y_{11} + \beta_i y_{1n} - \bar{b}_{2i} + h/2 &\geq 0; \\ -\alpha_i y_{11} - \beta_i y_{1n} + b_{2i} + h/2 &\geq 0; \\ \alpha_i y_{11} + \beta_i y_{1n} - t_{1i} - Q &\geq 0; \\ -\alpha_i y_{11} - \beta_i y_{1n} + \bar{t}_{2i} - Q &\geq 0. \end{aligned}$$

Таким чином, задача оптимального проектування осей деформованих підкранових рейок зводиться до системи нерівностей та цільової функції (13.1), які розв'язують методом квадратичного програмування. У розкритій формі ця функція виглядає так:

$$W = Ay_{11}^2 + By_{1n}^2 + Cy_{11}y_{1n} - 2\sum_{i=1}^n \alpha (a_{1i} + \bar{a}_{2i})y_{11} - 2\sum_{i=1}^n \beta (a_{1i} + \bar{a}_{2i})y_{1n} + \sum_{i=1}^n (a_{1i}^2 + \bar{a}_{2i}^2) = \min,$$

і розв'язується вона при вказаних вище обмеженнях (у програмі "Excel" цільова функція подається простіше – тільки сумою квадратів поправок).

Далі для ілюстрування цього наведено приклад визначення оптимальних поправок рихтування підкранових рейок для п'яти колон з однаковим кроком. Вихідні дані: $L_0 = 22\,495$ мм; $L_5 = 22\,515$ мм; $L^0 = 22\,500$ мм; $B = 600$ мм; $Q = 320$ мм; $h = 40$ мм; $L_1 - L^0 = -5$ мм; $L_5 - L^0 = 20$ мм.

Результати вимірювання відхилень осей рейок і балок, лицьової грані колон від створів наведено в табл. 13.2.

Таблиця 13.2

Результати вимірювань відхилень осей рейок, балок та відстаней до колон

№ колони	x , м	α	β	ΔL , мм	a_1 , мм	$a_2(\bar{a}_2)$, мм	b_1 , мм	b_2 , мм	t_1 , мм	t_2 , мм
1	0	1	0	-5	0	-5(-10)	0	2	360	362
2	12	00,75	00,25	-5	-10	11(-11)	-15	-22	3340	3336
3	24	00,50	00,50	-5	-7	17(22)	110	3	3352	3354
4	36	00,25	00,75	-5	1 10	10(22)	225	-10	3350	3340
5	48	0	1	-5	0 0	0(15)	220	-19	3362	3358
Σ	-	2,50	2,50	25	-7	11(36)	40	-46	1764	1750

Система рівнянь поправок відповідно для лівої і правої рейок має вигляд:

$$\begin{aligned} V_{11} &= y_{11}; & V_{21} &= y_{11} + 10; \\ V_{12} &= 0,75y_{11} + 0,25y_{15} + 10; & V_{22} &= 0,75y_{11} + 0,25y_{15} + 11; \\ V_{13} &= 0,50y_{11} + 0,50y_{15} + 7; & V_{23} &= 0,50y_{11} + 0,50y_{15} - 22; \\ V_{14} &= 0,25y_{11} + 0,75y_{15} - 10; & V_{24} &= 0,25y_{11} + 0,75y_{15} - 20; \\ V_{15} &= y_{15}; & V_{25} &= y_{15} - 15. \end{aligned}$$

Цільові функції лінійного і квадратичного програмування відповідно виглядатимуть так:

$$W = 5y_{11} + 5y_{15} - 29 = \min;$$

$$W = 3,75y_{11}^2 + 3,75y_{15}^2 + 2,5y_{11}y_{15} + 21,5y_{11} - 79,5y_{15} + 1579 = \min,$$

які розв'язуються при обмеженнях для лівої і правої рейок:

- | | |
|--|---|
| 1) $y_{11} + 20 \geq 0;$ | $y_{11} + 23 \geq 0;$ |
| 2) $0,75y_{11} + 0,25y_{15} + 35 \geq 0;$ | $0,75y_{11} + 0,25y_{15} + 42 \geq 0;$ |
| 3) $0,50y_{11} + 0,50y_{15} + 10 \geq 0;$ | $0,50y_{11} + 0,50y_{15} + 12 \geq 0;$ |
| 4) $0,25y_{11} + 0,75y_{15} - 5 \geq 0;$ | $0,25y_{11} + 0,75y_{15} + 20 \geq 0;$ |
| 5) $y_{15} \geq 0;$ | $y_{15} + 24 \geq 0;$ |
| 6) $-y_{11} + 20 \geq 0;$ | $-y_{11} + 17 \geq 0;$ |
| 7) $-0,75y_{11} - 0,25y_{15} + 5 \geq 0;$ | $-0,75y_{11} - 0,25y_{15} - 2 \geq 0;$ |
| 8) $-0,50y_{11} - 0,50y_{15} + 30 \geq 0;$ | $-0,50y_{11} - 0,50y_{15} + 28 \geq 0;$ |
| 9) $-0,25y_{11} - 0,75y_{15} + 45 \geq 0;$ | $-0,25y_{11} - 0,75y_{15} + 20 \geq 0;$ |
| 10) $-y_{15} + 40 \geq 0;$ | $-y_{15} + 16 \geq 0;$ |
| 11) $y_{11} + 40 \geq 0;$ | $-y_{11} + 37 \geq 0;$ |
| 12) $0,75y_{11} + 0,25y_{15} + 20 \geq 0;$ | $-0,75y_{11} - 0,25y_{15} + 16 \geq 0;$ |
| 13) $0,50y_{11} + 0,50y_{15} + 32 \geq 0;$ | $-0,50y_{11} - 0,50y_{15} + 39 \geq 0;$ |
| 14) $0,25y_{11} + 0,75y_{15} + 30 \geq 0;$ | $-0,25y_{11} - 0,75y_{15} + 30 \geq 0;$ |
| 15) $y_{15} + 42 \geq 0;$ | $-y_{15} + 53 \geq 0.$ |

Задачу розв'язано різними методами: аналітичним на ПК і графоаналітичним – вручну. В останньому випадку шляхом спрямованого відбирання обмежень визначено ЗДР (рис. 13.7) і шукані ординати: $y_{11} = -20$; $y_{15} = 13,3$; $y_{11} = -8$; $y_{15} = 16$ і $y_{11} = -7,2$; $y_{15} = 13$ мм відповідно у методах ЛП, КП і НК. Обчислені ординати і величини редуцій зведено в табл. 13.3. Правильність обчислень контролюють за постійною різницею редуцій для лівої і правої рейок.

Розв'язок за МКП збігся з вершиною ЗДР (перетин ліній 22 і 25) та попав у точку максимуму функції ЛП. Точка глобального оптимуму, знайдена за МНК, випадково потрапила в ЗДР поблизу лінії 22. Ізолінії цільової функції квадратичного програмування добре ілюструють, що оптимум досягається у верхній правій вершині ЗДР, тоді як в елементарному ЛП, як можна було очікувати, сума квадратів редуцій виявилася найбільшою.

Незначна різниця в сумах квадратів поправок, отриманих МНК і МКП, свідчить про те, що останній, забезпечуючи виконання граничних умов, цілком придатний для розв'язування практичних задач з визначення оптимальних редуцій та виправлення положення прямолінійних і паралельних будівельних конструкцій.

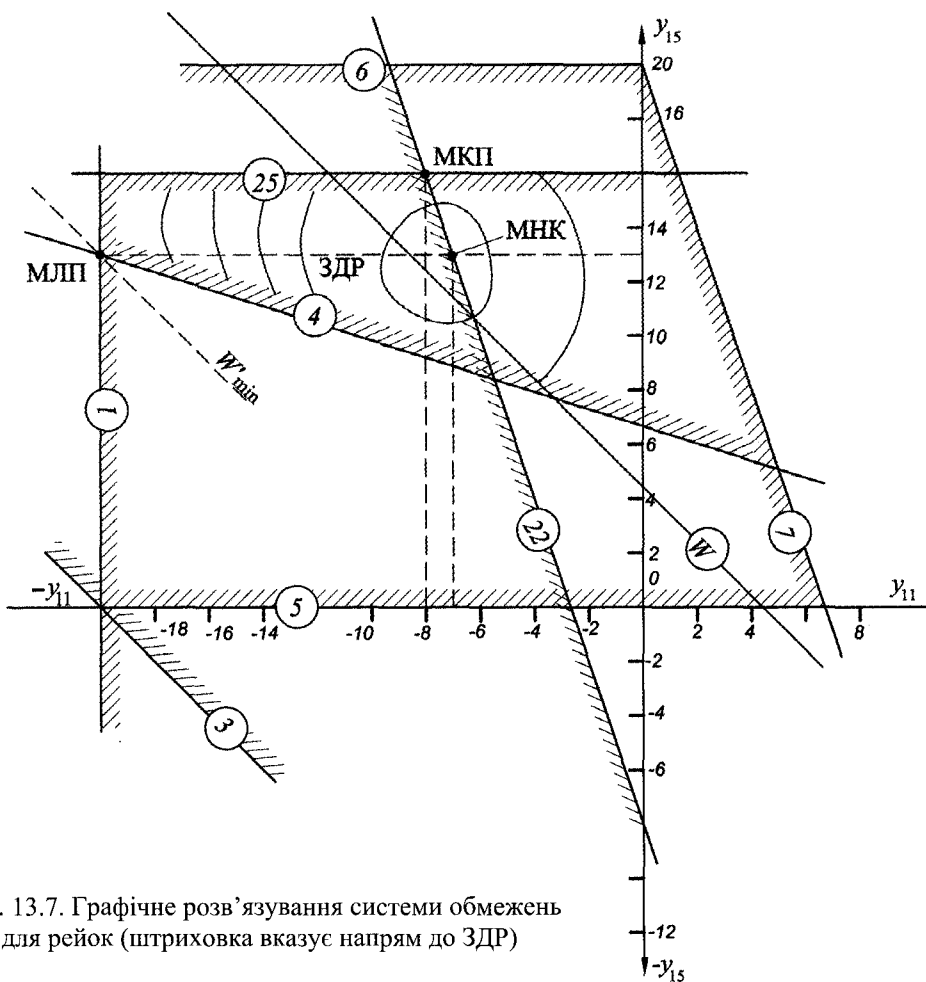


Рис. 13.7. Графічне розв'язування системи обмежень для рейок (штриховка вказує напрям до ЗДР)

Таблиця 13.3

Ординати і редуції для підкранових рейок, мм

№ колони	Методи								
	МЛП			МКП			МНК		
	y_1	V_1	V_2	y_1	V_1	V_2	y_1	V_1	V_2
1	-20	-20	-10	-8	-8	2	-7,2	-7,2	2,8
2	-11,7	-1,7	-0,7	-2	8	9	-2	7,9	8,9
3	-3,4	3,6	-25,4	4	11	-18	2,9	9,9	-19,1
4	5	-5	-15	10	0	-10	8,9	2	-12
5	13,3	13,3	-1,7	16	16	1	13	13	-2
$\sum V$	-	-9,8	-52,8	-	27	-16	-	21,6	- 21,4
$\sum V $	-	96,4	-	-	83	-	-	84,8	-
$\sum V^2$	-	1591,3	-	-	1015	-	-	985,1	-

Насамкінець наведемо деякі порівняння методів квадратичного програмування і найменших квадратів:

- квадратичні коефіцієнти нормальних рівнянь дорівнюють відповідно першим квадратичним коефіцієнтам цільової функції, змішані коефіцієнти – половині змішаного коефіцієнта, а вільні члени – половині коефіцієнтів при невідомих у першому ступені цільової функції МКП;
- сума поправок у МНК дорівнює нулеві і не дорівнює йому в МКП.

13.1.8. Оптимізація положення підкранових балок

Задача виникає при недостатній точності монтажу колон каркасу будинку або при його деформаціях унаслідок осідання фундаментів. У цьому випадку поперечне переміщення підкранових балок може бути обмежене розмірами площадок опирання балок на консолі колон і можливе порушення кранопрохідного габариту при монтажі рейок і крана (якщо балки уже змонтовані, то їх оптимізують аналогічно до рейок).

Для одержання мінімально допустимих відстаней осей балок від лицьових граней колон роблять виконавче або інвентаризаційне знімання балок і колон від двох непаралельних створів x_1 і x_2 (рис. 13.8), вимірюючи такі величини: b_{1i}, b_{2i} – відстані до осей підкранових балок; t_{1i}, t_{2i} – відстані до передньої грані колон, а при необхідності й допоміжні нормативні параметри – ширину B балки вгорі; кранопрохідний габарит Q – відстань від середини колеса візка крана до краю його платформи із врахуванням величини робочого зазору між нею і передньою гранню колони; K – розмір консолі колони; c – допустиму відстань від осі балки до краю консолі колони.

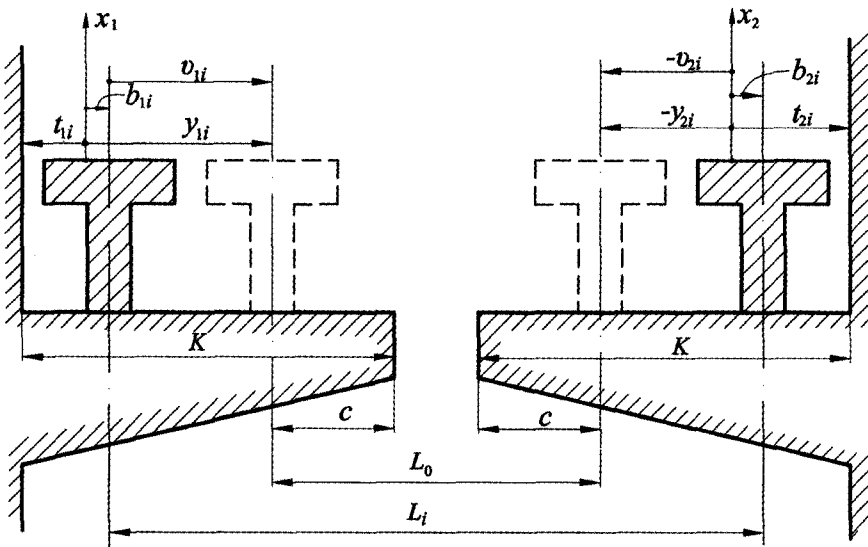


Рис. 13.8. Система обмежень на положення підкранових балок

Задача визначення оптимального положення балок зводиться до пошуку поправок:

$$\begin{aligned} V_{1i} &= y_{1i} - b_{1i} = \alpha_i y_{11} + \beta_i y_{1n} - t_{1i}; \\ V_{2i} &= y_{2i} - b_{2i} = \alpha_i y_{11} + \beta_i y_{1n} - \bar{t}_{2i}; \\ \bar{t}_{2i} &= t_{2i} + \alpha_i L_1 + \beta_i L_n - L^0. \end{aligned} \quad (13.33)$$

Цільова функція квадратичного або лінійного програмування розв'язується при обмеженнях на кранопрохідний габарит Q , які виглядають просто: $V_{1i} \geq Q$ і $-V_{2i} \geq Q$ і можуть вводитися у ПК як безпосередньо, так і подаватися у відкритій формі:

$$\begin{aligned} \alpha_i y_{11} + \beta_i y_{1n} - t_{1i} &\geq Q; \\ \alpha_i y_{11} + \beta_i y_{1n} - (t_{2i} + \alpha_i L_1 + \beta_i L_n - L^0) &\geq Q. \end{aligned}$$

В окремих варіантах розв'язування задачі можуть враховуватися і додаткові обмеження: $V_{1i} \geq B/2$ і $-V_{2i} \geq B/2$ на примикання країв балки до колони або $V_{1i} \geq K - c$ та $-V_{2i} \geq K - c$ (або одне обмеження на модуль цієї поправки) на розміщення низу осі підкранової балки на відстані c від краю консолі, які можна застосовувати і незалежно від обмежень на кранопрохідний габарит.

Після отримання ординат y_{11}, y_{1n} за формулами (13.33) обчислюють поправки V_{1i}, V_{2i} і складають виконавчу схему для розмічування осей балок на торцевих гранях консолей, відкладаючи поправки за допомогою рулетки від передніх площин колон. При необхідності правильність розмічування контролюється теодолітом за величинами ординат.

При значних деформаціях каркасу доводиться змінювати величини допусків для забезпечення розв'язання задачі, тому що при жорстких допусках задача оптимізації може не мати розв'язку (опорного і оптимального) через неможливість виконання обмежень. У цьому випадку вільні члени обмежень отримують зворотний знак і цим вказується місце недопустимих відхилень каркасу від проекту, які підлягають виправленню. Якщо виправити брак технологічно неможливо, то необхідно або змінити допуски, або реконструктивно збільшити розмір консолі колон.

13.1.9. Спільне визначення елементів рихтування підкранових балок і рейок

До цього розглядалися способи незалежного визначення елементів рихтування підкранових рейок і балок з використанням методу математичного програмування. Проте через деформації каркасу промислового будинку, спричинені неякісним монтажем колон, осіданням фундаментів тощо, підкранові балки і рейки можуть значно відхилитися від проектного положення, особливо в зоні підземних виробок. Тоді зміщення рейок у межах вузького діапазону (50-60 мм) на підкрановій балці стає неможливим. У результаті виникає задача одночасного рихтування підкранових балок і рейок.

Схему організації геодезичних вимірювань при зніманні колон, балок і рейок відображено на рис. 13.9. Ламаними лініями, позначеними буквою B , показано фактичне положення осей лівої і правої балок, а буквою P – осей лівої і правої рейок.

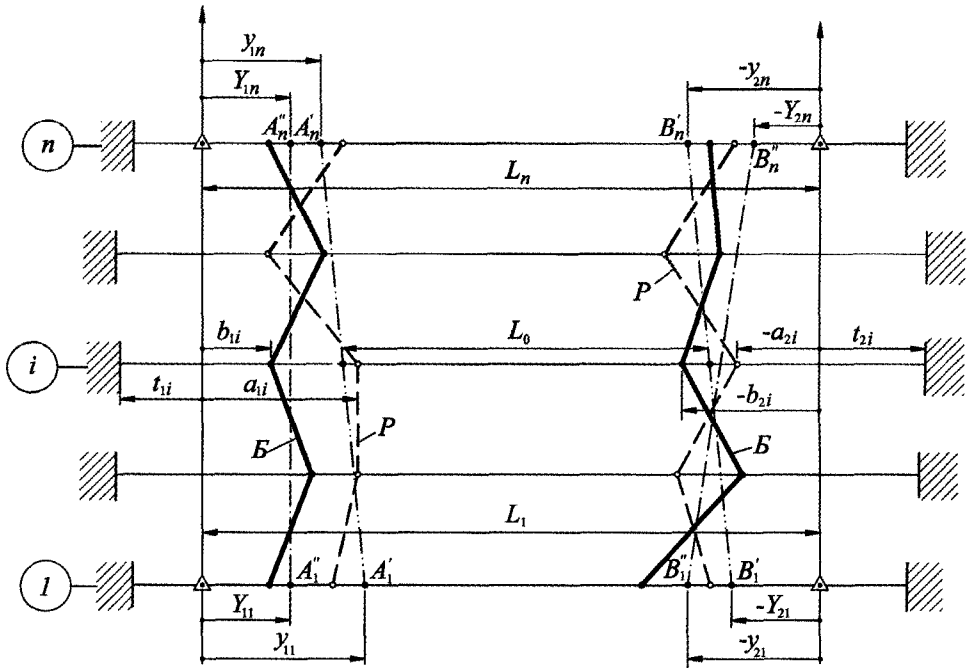


Рис.13.9. Основні вимірювання при зніманні планового положення підкранових рейок, балок і колон

Відхилення b_{ji} осі балки (якщо доступ до неї обмежено рейкою) визначають побічно за результатами вимірів до країв балки, а відхилення a_{ji} ($j = 1, 2$) осі рейки вимірюють від створних ліній x_1 та x_2 , прийнятих за вісь абсцис. Від них вимірюють й відстані t_{1i} та t_{2i} до передніх граней колон, а також віддалення h_{1i} та h_{2i} осі рейки від лівого краю смуги допустимого переміщення рейки на балці (ширина h_0 цієї смуги становить переважно 60 мм). Взаємне положення створних ліній фіксують відстанями L_1 і L_n , що вимірюються на кінцях ряду колон (секцій).

Проектне положення відрихтованих рейок і балок передається відповідно прямими $A_1'A_n'$, $A_1''A_n''$ і $B_1'B_n'$, $B_1''B_n''$. Проектна відстань між осями рейок приймається рівною L^0 і забезпечується в ході виконання оптимального проектування спільного положення балок і рейок. Величинам a_{ji} , b_{ji} , Y_{ji} , y_{ji} надають знак "плюс", якщо вони лежать праворуч від створу, і знак "мінус", якщо ліворуч. Поправки V_{ji} , v_{ji} додатні, якщо балку або рейку треба зміщувати вправо від свого первісного положення, і від'ємні, якщо вліво.

На схемі (рис. 13.10) показано отримання редуцій для зміщення балок і рейок та формування обмежень на їх переміщення – балок на консолях колон і

рейок на зміщеній балці (в межах заданого діапазону $h_0 = 60$ мм). Тому на схемі зміщення рейки з її фактичного положення передається сумарними поправками $V_1 + v_1$ та $V_2 + v_2$, які визначаються за різницями ординат і вимірних відхилень:

$$\begin{aligned} V_{1i} &= Y_{1i} - b_{1i}; & v_{1i} &= y_{1i} - a_{1i} - V_{1i}; \\ V_{2i} &= Y_{2i} - b_{2i}; & v_{2i} &= y_{2i} - a_{2i} - V_{1i}, \end{aligned} \quad (13.34)$$

де Y_{1i}, Y_{2i} – ординати поточних точок вирівнювальної прямої для лівої та правої балок; y_{1i}, y_{2i} – ординати відповідно для лівої та правої рейок; V_{1i}, V_{2i} та v_{1i}, v_{2i} – елементи рихтування балок і рейок.

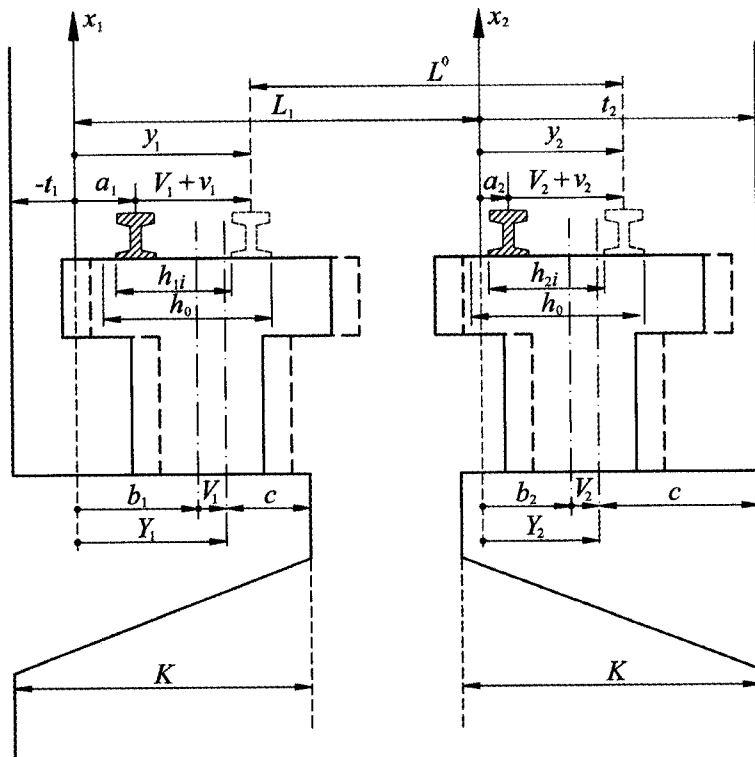


Рис. 13.10. Система обмежень при сумісному рихтуванні підкранових балок і рейок

Правильність обчислень поправок контролюється за формулами

$$\begin{aligned} V_{1i} + v_{1i} &= y_{1i} - a_{1i}; \\ V_{2i} + v_{2i} &= y_{2i} - a_{2i}. \end{aligned}$$

Ординати поточних точок вирівнювальних прямих визначаються через ординати їх початку і кінця окремо для балок і рейок:

$$\begin{aligned} Y_{1i} &= \alpha_i Y_{11} + \beta_i Y_{1n}; & Y_{2i} &= \alpha_i Y_{11} + \beta_i Y_{1n} + \alpha_i L_1 + \beta_i L_n - L^0; \\ y_{1i} &= \alpha_i y_{11} + \beta_i y_{1n}; & y_{2i} &= \alpha_i y_{11} + \beta_i y_{1n} + \alpha_i L_1 + \beta_i L_n - L^0, \end{aligned} \quad (13.35)$$

де α_i, β_i – позиційні коефіцієнти ($i = 1, 2, \dots, n$).

Підставляючи вирази (13.35) у (13.34), після незначних перетворень одержимо рівняння поправок для рейок:

$$\begin{aligned}v_{1i} &= -\alpha_i Y_{11} - \beta_i Y_{1n} + \alpha_i y_{11} + \beta_i y_{1n} - (a_{1i} - b_{1i}); \\v_{2i} &= -\alpha_i Y_{11} - \beta_i Y_{1n} + \alpha_i y_{11} + \beta_i y_{1n} - (a_{2i} - b_{2i}),\end{aligned}\tag{13.36}$$

в яких унаслідок участі ординат балок і рейок з різними знаками усувається вплив величин L_1, L_n і L^0 .

За цими поправками формується квадратична цільова функція (13.1), яка розв'язується при лінійних обмеженнях:

$$\begin{aligned}y_{1i} - t_{1i} &\geq Q; & -y_{2i} + t_{2i} &\geq Q; \\Y_{1i} + t_{1i} &\leq K - c; & -Y_{2i} + t_{2i} &\leq K - c; \\-v_{1i} &\leq h_{1i}; & v_{1i} &\leq h_0 - h_{1i}; & -v_{2i} &\leq h_{2i}; & v_{2i} &\leq h_0 - h_{2i},\end{aligned}$$

які враховують вимоги до забезпечення відповідно кранопрохідного габариту, максимального віддалення балки від краю консолі й допустимого двостороннього зміщення рейки на балці. Остаточно ці обмеження мають такий робочий вигляд:

$$\begin{aligned}\alpha_i y_{11} + \beta_i y_{1n} - t_{1i} &\geq Q; \\-\alpha_i y_{11} - \beta_i y_{1n} - \alpha_i L_1 - \beta_i L_n + L^0 + t_{2i} &\geq Q; \\\alpha_i Y_{11} + \beta_i Y_{1n} + t_{1i} &\leq K - c; \\-\alpha_i Y_{11} - \beta_i Y_{1n} - \alpha_i L_1 - \beta_i L_n + L^0 + t_{2i} &\leq K - c; \\\alpha_i y_{11} + \beta_i y_{1n} - \alpha_i Y_{11} - \beta_i Y_{1n} - (a_{1i} - b_{1i}) &\leq h_i; \\\alpha_i y_{11} + \beta_i y_{1n} - \alpha_i Y_{11} - \beta_i Y_{1n} - (a_{2i} - b_{2i}) &\leq h_i; \\-\alpha_i y_{11} - \beta_i y_{1n} + \alpha_i Y_{11} + \beta_i Y_{1n} + (a_{1i} - b_{1i}) &\leq h_0 - h_i; \\-\alpha_i y_{11} - \beta_i y_{1n} + \alpha_i Y_{11} + \beta_i Y_{1n} + (a_{2i} - b_{2i}) &\leq h_0 - h_i.\end{aligned}$$

Треба зауважити, що коли значних деформацій колонного каркасу немає, то обмеження на зміщення підкранової балки на консолі колони можна не встановлювати, як і обмеження на величину прилягання балки до колони. Тому зазвичай оптимізацію доцільно спочатку проводити з двома основними обмеженнями: односторонніми на кранопрохідний габарит і двосторонніми – на зміщення рейки на балці.

Після отримання ординат Y_{11}, Y_{1n} та y_{11}, y_{1n} початку й кінця осей лівої балки і рейки за формулами (13.35) і (13.36) визначають ординати проміжних точок балок і рейок та їх редуції. За результатами обчислень складається виконавча схема реалізації проекту рихтування балок і рейок.

13.1.10. Вивіряння планово-висотного положення їзових балок підвісного крана

Організація промислового виробництва на авіа- і суднобудівних заводах вимагає спорудження цехів без проміжних опор з використанням підвісних великопрогінних кранів. Їзові балки цих кранів звичайно розташовують на висоті до 40 м над рівнем підлоги.

Для контролю монтажу та вивчення деформації в процесі експлуатації планове положення їзових балок визначають різними способами:

- створів з підлоги цеху з вимірюванням малих кутів;
- створів з підлоги цеху при вимірюванні нестворності ПВП, встановленого на штативі з геодезичною редуційною підставкою (див. гл. 5);
- створів у комбінації з лінійними вимірюваннями між балками з платформи крана;
- координування з підлоги цеху або з платформи крана за допомогою електронного тахеометра.

Перші два способи в обох випадках вимірювань застосовуються, як правило, у період будівництва, а решта – в експлуатаційний.

Висотне положення їзових балок визначають такими методами:

- геометричного нівелювання з підлоги цеху за допомогою підвісної рулетки;
- геометричного нівелювання з крана;
- тригонометричного нівелювання з підлоги цеху електронним тахеометром.

Технічні вимоги до якості геометричних параметрів підвісних колій наведено в табл. 13.4.

Таблиця 13.4

Допустимі максимальні відхилення розмірів підвісних колій багатопрогінних кранів під час монтажу та експлуатації

Характер відхилення	Допуск монтажний, мм	Допуск експлуатаційний, мм
Зміщення осі балки з поздовжньої осі колії	3	4
Відхилення між осями сусідніх колій (в горизонтальній площині)	10	15
Відхилення різниці позначок нижніх їзових поясів на опорах в одному поперечному перерізі	3	5
Те саме для сусідніх балок, розташованих на відстані 2000 мм	1	1,5
Різниця позначок нижнього їзового поясу на суміжних опорах (вздовж колії)	$L/1500$	$L/1000$

Розглянемо особливості застосування способів створу і тригонометричного нівелювання для геодезичного вивіряння їзових балок двох паралельно розташованих підвісних кранів (на п'ятьох балках кожний) у промисловому цеху розміром 192 × 96 м. Їзові двотаврові балки розташовані на позначці 32 м від підлоги цеху.

Для вивіряння планового положення балок на підлозі цеху створюється триангуляційна мережа у формі геодезичного чотирикутника з вимірюванням двох базисних сторін I-IV і II-III, розташованих на початку і в кінці цеху по нормалі до

напрямку їздових балок. Вимірювання доцільно виконувати електронним тахеометром ($m_B = 2''$, $m_S = 2$ мм). В результаті врівноваження мережі відносна похибка сторони сягатиме 1/50 000 -1/100 000.

На базисних сторонах розмічують паралельні створи, від яких у свою чергу проводять знімання планового положення десяти їздових балок і конструкцій їх кріплення (вузлів) до перекриття цеху (на кожній балці по 16 вузлів з кроком через 12 м). Проміжні точки створів розмічують через 24-48 м, що забезпечує високу точність знімання та зручність при вимірюваннях. Знімання балок здійснюють по лівому краю нижнього (їздового) поясу (рис. 13.11, точка P). Крім знімання балки, вільно підвішеної у вузлах кріплення, потрібно додатково і точно визначати планово-висотне положення стабільних точок M (маяків) конструкції перекриття у вузлах кріплення балок, відносно яких можна буде контролювати планово-висотне положення їздових балок у процесі їх рихтування. За маяк зручно прийняти нижній лівий край фасонки вузла кріплення балки, жорстко з'єднаної з конструкціями перекриття.

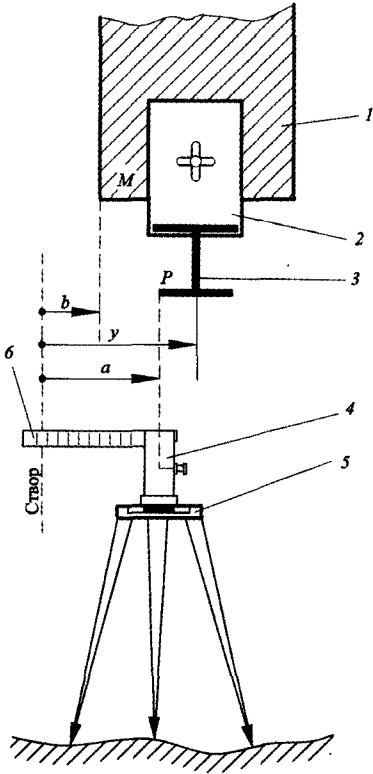


Рис. 13.11. Знімання їздових балок підвісного крана:

- 1 – столик перекриття будівлі;
- 2 – юстувальний вузол підвішування балки;
- 3 – їздова балка;
- 4 – прилад ПВП;
- 5 – геодезична редуційна підставка;
- 6 – лінійка

(рис. 13.12). Робочими реперами, як правило, служать висотні риски, рівномірно нанесені на колонах та стінах цеху з похибкою не більше 1 мм. Позначки точок конструкцій визначаються для контролю двічі-тричі з різних проміжних пунктів створу. Дотримання нормативних вимог до точності розмірів їздових балок вимагає, щоб їх планове і висотне положення визначалося з скп 3 і 5 мм у монтажний та експлуатаційний періоди, що вимагає точних створних вимірів, центрування та визначення висоти приладів, вимірювання зенітних кутів. Оскільки металеве перекриття цеху завширшки до 100 м дуже чутливе до температурної деформації, особливо по висоті (див. гл. 12), спостереження необхідно проводити у похмуру погоду.

Для вимірювання відхилень a і b від створу доцільно користуватися ПВП типу PZL, установленим на двокоординатній редуційній підставці з триногою на підлозі цеху, або даними координування точок P і M . У першому випадку за допомогою підставки ПВП виводиться на відповідну вертикаль (точки P або M), положення якої відносно створу визначається теодолітом методом бокового нівелювання по лінійці, з'єднаний з приладом і орієнтований перпендикулярно до створу.

Висотне положення балки і маяка визначається тригонометричним нівелюванням із проміжних пунктів створу на поперечниках

Під час координування контрольних точок конструкцій доцільно користуватися електронним тахеометром, що дозволяє ефективно поєднувати спосіб просторових куткових і лінійно-кутових засічок. Після врівноваження засічок по координатах контрольних точок P і M та кінців створу обчислюють відхилення a і b методом прямокутних координат (п. 5.4).

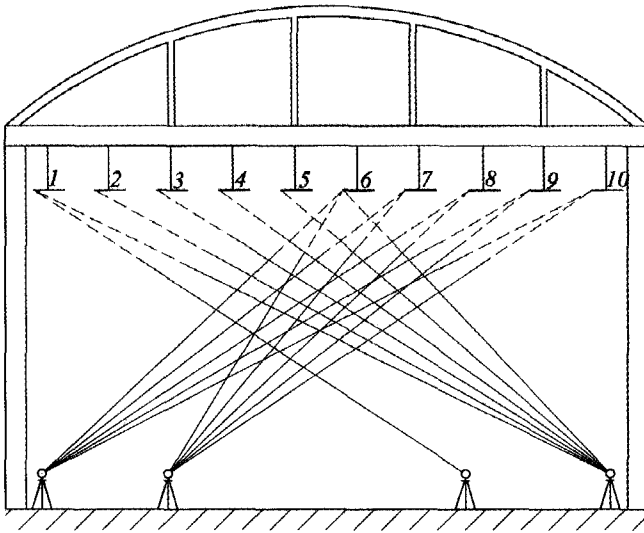


Рис. 13.12. Організація тригонометричного нівелювання балок підвісного крана

Методи визначення оптимальних редукцій їздових балок як напрямних описано вище. Для забезпечення можливості рихтування балки в межах допустимого діапазону її зміщення у вузлі кріплення використовували двосторонні обмеження:

$$V_{ji} = \alpha_{ji}y_{j1} + \beta_{ji}y_{jn} - a_{ji} \leq \Delta_y;$$

$$-V_{ji} = -\alpha_{ji}y_{j1} - \beta_{ji}y_{jn} + a_{ji} \leq \Delta_y,$$

де Δ_y – допустиме горизонтальне двостороннє зміщення балки у вузлі кріплення із горизонтальними отворами в підвісці ($\Delta_y = \pm 20$ мм).

При проектуванні оптимального положення балок враховується допустиме наближення платформи крана до краю прохідного містка, спорудженого уздовж цеху з обох сторін. Після визначення ординат вирівнювальних прямих обчислюють юстувальні елементи прив'язки c_{ji} лівого краю відрихтованої балки до маяка M (див. рис. 13.11):

$$c_{ji} = y_{ji} - b_{ji},$$

де y_{ji} – оптимальна ордината лівого краю балки відносно робочого створу, яка наближена до виміряного відхилення a_{ji} ; b_{ji} – вимірне відхилення маяка підвіски (точки M) від цього створу.

Оптимальне висотне положення балок визначається з урахуванням обмежень на максимальне переміщення вузла кріплення підвіски їздової балки із нижнього поло-

ження ввєрх на величину не бїльше нїж $\Delta h = 60$ мм. Це тому, що в процесї попереднього монтажу всї вузли встановлюються у нижньому положеннї й висотнї поправки $v_{H_{ji}}$ повиннї бути тїльки додатними. Крім того, до позначки їздових балок висувують-ся обмеження, якї враховують необхідний проектний поперечний ухил (будївельний пїдїом) до середини цеху, що забезпечує функцїональнї особливостї крана, тобто встановлюється додаткова функцїональна залежнїсть мїж позначками балок в одному поперечному перерїзї. Виходячи з цього, оптимальна позначка z_{ji} бїжучої точки їздової балки в будь-якому перерїзї корпусу характеризується таким виразом:

$$z_{ji} = z_{1i} + \Delta C_j = \alpha_{ji} z_{1i} + \beta_{ji} z_n + \Delta C_j,$$

де z_1, z_n – шуканї оптимальнї позначки балки 1-го ряду на початку та в кїнцї будївлї; ΔC_j – поправка на будївельний пїдїом, яка дорївнює 0, 20, 40, 50 і 55 мм вїдповїдно для балок 1, 2, 3, 4 і 5-го рядїв одної половини споруди.

У спрощеному варїантї цїєї методики можна застосувати графоаналїтичний метод розрахунку будївельного пїдїому, що дозволяє враховувати дїапазон фактичного висотного положення їздових балок. Для цього на кожнїй балцї вибирають мїнїмальну 1, середню 3 і максималну 2 позначки (рис. 13.13). Вїдстань мїж вертикалями приймається пропорцїйною довжинам прогонїв. Побудувавши на прозорому матерїалї похилї лїнїї 4, якї задають поперечний ухил (будївельний пїдїом), накладають її на графїк і перемїщують по вертикалї ввєрх і вниз з таким розрахунком, щоб його прямї симетрично розташовувалися вїдносно ламаної лїнїї 3, яка вїдображає середнї позначки їздових балок. Так визначають проектнї позначки їздових балок, якї потїм використовуються для розрахунку елементїв рихтування балок по висотї.

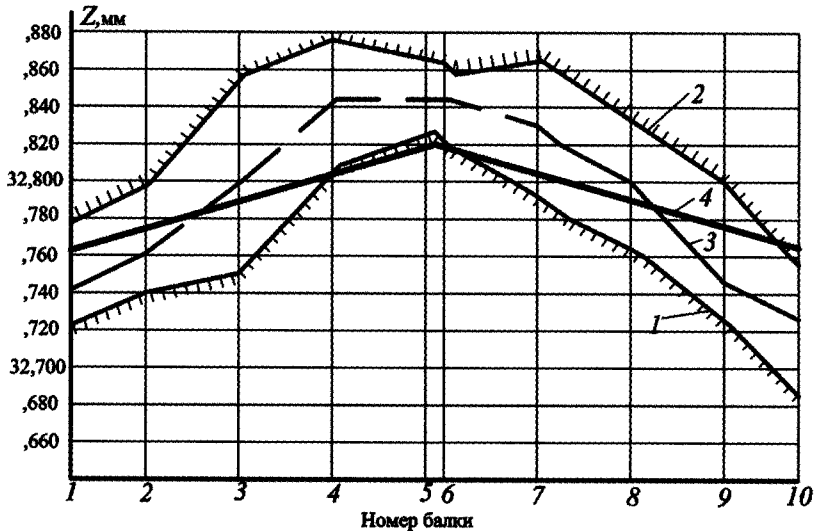


Рис. 13.13. Визначення оптимального будївельного пїдїому перекриття

Слїд зазначити, що створюваний у ходї будївництва пїдїом у висотному положеннї їздових балок згодом знижується внаслїдок впливу робочого наванта-

ження на кран. На практиці зафіксовано трикратне зменшення будівельного підйому в порівнянні з первісним. Тому при складанні проекту висотного рихтування їзових балок варто зберегти цей залишковий будівельний підйом, максимально наближаючи його до фактичного положення конструкцій. Для розрахунку перевищення їзової балки відносно вихідної (найвищої) доцільно використовувати формулу параболи $h = Ay^2$, де h – перевищення, мм; A – розрахунковий коефіцієнт (у нашому випадку він виявився рівним 0,005); y – віддалення їзової балки від осі корпусу, м. При $y = 45$ м різниця позначок найвищої і найнижчої їзових балок становить 10 мм. У зимовий час можливі зміни позначок їзових балок, обумовлені сніговим навантаженням.

Шукані вертикальні редуції балок визначають за формулою

$$v_{H_{ji}} = \alpha_{ji}z_1 + \beta_{ji}z_n + \Delta_{Cj} - H_{ji},$$

де H_{ji} – фактичні позначки їзового поясу балок.

Відстані h_{ji} для висотної прив'язки нижньої частини їзової балки до висотного маяка (точки M) обчислюють з виразу

$$h_{ji} = H_{ji}^M - z_{ji}.$$

У процесі рихтування за значеннями v_y і v_H балку пересувають у задане положення й там її закріплюють. Для виконання ефективної координатної прив'язки балки під час налагоджувальних робіт доцільно виготовити вимірювальний пристрій – блок із трьох лінійок 4, 5 і 6 (рис. 13.14). Лінійка 6 – базова, а лінійки 4 і 5 – на повзунках змінної довжини і вирізами для примикання до балки. Лінійка 4, яка обладнана магнітним фіксатором до полиці їзової балки, служить для контролю положення осі балки стосовно маяка M за величиною c , лінійка 6 з рівнем 7 – для контролю висотного положення нижньої полиці балки за величиною h і лінійка 5 з вирізом – для контролю планового положення/вертикальності шийки балки. В процесі рихтування балок на лінійках 4 і 6 установлюють відліки c і h , які спочатку використовуються для наближеної, а потім і точної установки балки за допомогою механізмів горизонтального і вертикального переміщень балки. Після фіксації та обварювання вузла підвіски здійснюють контрольні вимірювання прив'язок, а після виконання всіх монтажних робіт – контрольне виконавче планово-висотне знімання їзових балок з оцінюванням якості

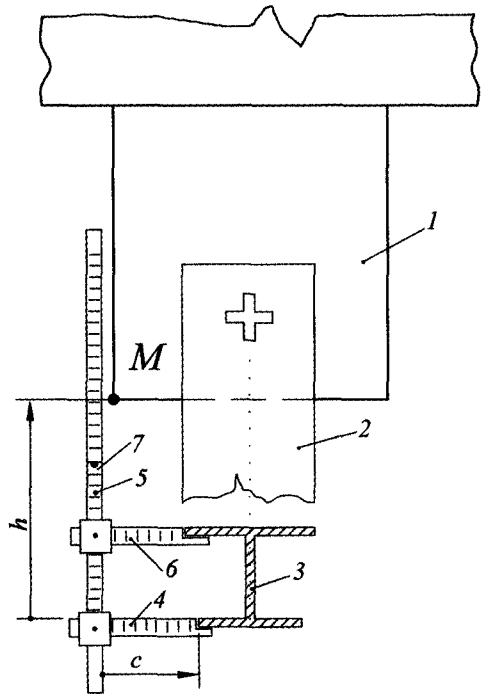


Рис. 13.14. Шаблон для контролю положення балки

1 – стілець; 2 – підвіска; 3 – балка;
4, 5, 6 – лінійки; 7 – сферичний рівень

монтажних робіт. Крім того, виконується контрольне нівелювання на монтажному горизонті. Зауважимо, що використання маяка як точки відліку на монтажному ярусі сприяє врахуванню температурної деформації перекриття цеху, оскільки висотна прив'язка до маяка залишається незмінною незалежно від його температурної “міграції”.

За результатами оптимізації положення балок можна також оцінити якість виконання монтажних робіт, визначивши абсолютні середні або середньоквадратичні значення величин редуцій балок у плані та по висоті. Практикою встановлено, що середні значення редуцій сягають 20-25 мм у плані і по висоті, при цьому 75 % планових і 65 % висотних редуцій реалізовані за допомогою юстувальних елементів у вузлах кріплення балок, а в решті випадків була необхідна коректура вузлів їх кріплення через відхилення в положенні перекриття під час його піднімання домкратами на робочий ярус.

Застосування точного електронного тахеометра може значно полегшити виконавче знімання планово-висотного положення конструкцій, наприклад, їздових балок способом просторових полярних координат і контрольних маяків – способами створних вимірів і тригонометричного нівелювання. При цьому положення контрольних маяків треба визначати з максимальною точністю, оскільки вони будуть вихідними для рихтування їздових балок. Положення самих балок можна визначати не так точно, бо воно носить інформативний характер для прийняття принципового технічного рішення щодо встановлення положення оптимальних осей і позначок балок. Це означає, що при точному монтажі секцій перекриття (в межах 10-15 мм) проведенням виконавчого знімання положення вузлів кріплення їздових балок можна суттєво спростити геодезичне забезпечення їх монтажу на верхньому ярусі.

Для забезпечення якісного монтажу балок по висоті треба враховувати вертикальні зміщення підвіски разом з їздовими балками, викликані різницею температур зовні та в середині будівлі (закрите приміщення), оскільки при нагріванні верхнього поясу аркової балки її нижній пояс, розташований вгорі цеху, піднімається. Максимальна зміна стрілки підйому арки і нижньої балки характерна для середини прогону, яка поступово зменшується в міру наближення до опорних колон. Експериментально встановлено, що на перекриттях цеху розміром 288×96 м у вересневій сонячній дні різниця температур сягала 10 °С, внаслідок чого максимальна зміна Δz_m позначки балки в середині арки склала 23 мм.

Для параболічної арки величина Δz_i для будь-якої її точки з ординатою y_i від вершини визначається за формулою

$$\Delta z_i = \Delta z_m (1 - \sqrt{2py_i / z_m}),$$

де Δz_m – зміна стрілки підйому арки від різниці температур; z_m – стрілка підйому арки, яка приймається величиною 1/8-1/12 від довжини L прогону; y_i – ордината точки параболи від вершини арки; $p = z_m^2 / L$ – нормативний параметр параболи.

Для обчислення Δz_m спочатку треба визначити довжину K дуги параболічної арки, потім величину ΔK_t температурного розширення верхнього поясу арки та зміну стрілки підйому арки Δz_m за формулами

$$K \approx L + 8z_m^2 / 3L = L(1 + 2,667 / N^2);$$

$$\Delta K_t = \tau K (t_2 - t_1);$$

$$\Delta z_m = 0,1875 N \Delta K_t,$$

де L – довжина прогону арки; z_m – стрілка підйому арки; τ – коефіцієнт температурного розширення матеріалу арки (для сталі він становить $12,5 \cdot 10^{-6}$); t_1, t_2 – температура у приміщенні та зовні; N – нормативне відношення довжини прогону до стрілки підйому арки ($1/N = (1/8 - 1/12)L$).

Якщо $L = 96$ м і $N = 10$, $z_m = 9,6$ м і $K = 98,560$ м, то $\Delta K_t = 12,3$ мм, $\Delta z_m = 23,1$ мм. За цими значеннями та ординатами точок розміщення підвісок і обчислюють поправки Δz_i .

Використання Δz_i як поправок до позначок контрольних точок балок дозволяє контролювати висотне положення їздових балок у процесі їх монтажу, що дуже важливо для забезпечення високої точності взаємного розташування балок та рівномірного розподілу навантаження кранів на всі балки. А оскільки $t_2 > t_1$, то поправки у позначки контрольних маяків введено зі знаком “мінус” згідно з формулою $\bar{H}_i = H_i - \Delta z_i$, де H_i, \bar{H}_i – значення вимірної та приведені позначок контрольного маяка підвіски їздових балок. Якщо налаштування їздових балок провадиться при іншій температурі, ніж інженерно-геодезичні вимірювання, то такий графік приведення позначок можна доповнити аналогічними кривими з інтервалом зміни температури у $2,5$ - 5 °С.

Зауважимо, що у таких великогабаритних конструкціях, як мостові арки, мають місце і горизонтальні температурні деформації, величини яких менші від вертикальних, але їх також необхідно враховувати і під час геодезичних вимірювань, і в процесі монтажних робіт. Величини деформаційних зміщень вузлів конструкцій залежать від ступеня нагрівання аркової і балкової частин. На мостових арках балки захищені від нагрівання проїзною частиною мосту і температурна деформація арки буде подібною до описаного вище. Якщо ж обидві конструкції повністю відкриті, то їх нагрівання буде майже однаковим і зміна висотного положення верхніх вузлів арки через малість стрілок її підйому буде незначною (1-5 мм). Очевидно, що методом добору умов для виконання робіт при невеликих (до 5 °С) різницях температур можна суттєво ослабити вплив температурних деформацій на точність монтажу конструкцій.

13.1.11. Оптимізація робіт при вивірянні анкерів та опорних плит технологічного обладнання

Завдання полягає в узгодженні розмірів між осями анкерних болтів фундаментів та осями отворів опорних плит обладнання, оскільки їх виготовляють окремо і вони часто мають недоліки геометричного характеру, які утруднюють монтаж технологічного обладнання.

Візьмемо за приклад систему анкерних болтів фундаменту і відповідну їм систему отворів опорної плити устаткування, відображених на рис. 13.15. Першу

систему показано суцільною ламаною лінією, а другу – прямою пунктирною. Виконавче знімання фундаменту й опорної плити зроблено окремо до монтажу від двох загалом непаралельних створів x_1, x_2 та ξ_1, ξ_2 з вимірюванням відхилень a_{1i}, a_{2i} для центрів анкерних болтів і b_{1i}, b_{2i} для центрів отворів. Відстані між створами на початку і в кінці ділянки становить відповідно L_1, L_n і λ_1, λ_n . На великих фундаментах вимірювання треба робити при незначній різниці температур або приводити їх до одного значення температури.

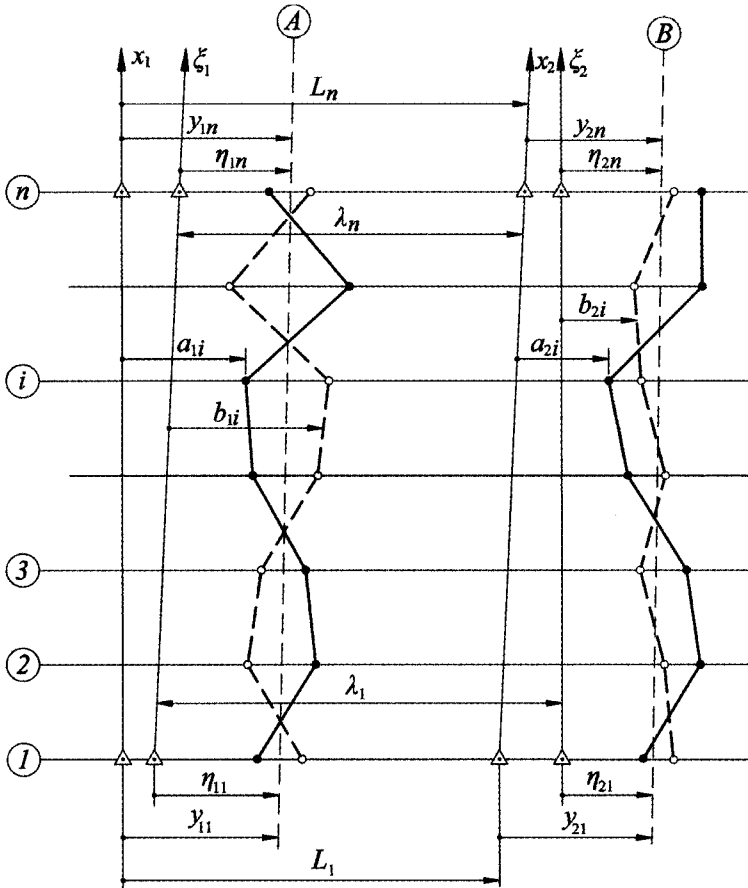


Рис. 13.15. Оптимальне положення анкерних болтів фундаментів і отворів опорної плити обладнання

Нехай оптимальне положення центрів болтів та отворів визначається прямими осями A і B , віддаленими одна від одної на проектну відстань L^0 . Рішення задачі зводиться до пошуку такого положення вирівнювальних осей болтів і отворів, при якому величини виправлень були б мінімальними. Якщо осі анкерних болтів і отворів задані відповідно прямими лініями з ординатами $y_{11}, y_{1n}, y_{21}, y_{2n}$ та $\eta_{11}, \eta_{1n}, \eta_{21}, \eta_{2n}$ відносно робочих створів на їх початку і в кінці, тоді для кожної осі легко скласти рівняння поправок:

$$v_{1i} = y_{1i} - a_{1i}; \quad w_{1i} = \eta_{1i} - b_{1i};$$

$$v_{2i} = y_{2i} - a_{2i}; \quad w_{2i} = \eta_{2i} - b_{2i},$$

де v_{ji}, w_{ji} – відхилення центрів від вирівнювальних осей ($j=1,2; i=1,2,\dots,n$);
 n – кількість болтів (отворів) в одному створі.

Аналогічно п. 13.1.3 одержуємо рівняння поправок у робочому вигляді:

$$v_{1i} = \alpha_i y_{11} + \beta_i y_{1n} - a_{1i}; \quad w_{1i} = \alpha_i \eta_{11} + \beta_i \eta_{1n} - b_{1i};$$

$$v_{2i} = \alpha_i y_{11} + \beta_i y_{1n} - \bar{a}_{2i}; \quad w_{2i} = \alpha_i \eta_{11} + \beta_i \eta_{1n} - \bar{b}_{2i}; \quad (13.37)$$

$$\bar{a}_{2i} = a_{2i} + \Delta_L; \quad \Delta_L = \alpha_i L_1 + \beta_i L_n - L^0;$$

$$\bar{b}_{2i} = b_{2i} + \Delta_\lambda; \quad \Delta_\lambda = \alpha_i \lambda_1 + \beta_i \lambda_n - L^0.$$

При діаметрах отвору D і болта d встановлення плити на фундамент (рис. 13.16) можливе за умови, що $d \leq D$, а точніше при $(D-d)/2 \geq \Delta$, де Δ – допустима величина неспіввісності конструкцій. Тому різниця поправок $z_{ji} = v_{ji} - w_{ji}$ не повинна перевищувати допуску Δ .

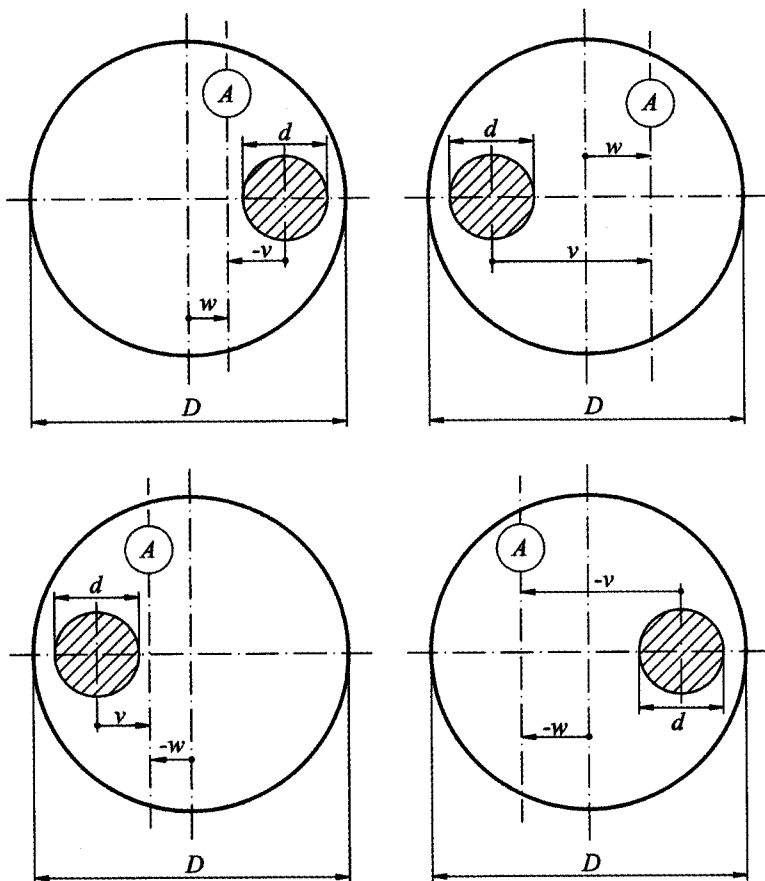


Рис. 13.16. Система опорних обмежень для болтів та отворів

Цільова функція

$$W = \sum_{i=1}^n (z_{1i}^2 + z_{2i}^2) = \min$$

розв'язується при двосторонніх або модульних обмеженнях $|v_{ji} - w_{ji}| \leq \Delta$, які в розкритій формі мають вигляд:

$$|\alpha_i y_{11} + \beta_i y_{1n} - \alpha_i \eta_{11} - \beta_i \eta_{1n} - (a_{1i} - b_{1i})| \leq \Delta;$$

$$|\alpha_i y_{11} + \beta_i y_{1n} - \alpha_i \eta_{11} + \beta_i \eta_{1n} - (a_{2i} - b_{2i}) - [\alpha_i (L_1 - \lambda_1) + \beta_i (L_n - \lambda_n)]| \leq \Delta.$$

З цього випливає, що при організації геодезичних вимірювань відстані між робочими створами треба брати однаковими, що спрощує самі обмеження і робить їх однотипними. Доречно нагадати, що у більшості технологічних установок елементи кріплення на фундаментах розташовуються нерівномірно і тому позиційні коефіцієнти слід визначати за формулами (13.6).

Розв'язавши задачу квадратичного програмування, отримуємо чотири ординати, за якими, згідно з виразами (13.37), визначають поправки v_{ji} і w_{ji} ($j=1, 2; i=1, 2, \dots, n$). Придатність фундаменту і плити для встановлення обладнання визначається за різницею $z_{ji} = v_{ji} - w_{ji}$, модуль якої не повинен перевищувати величини допуску Δ . Якщо ця умова не виконується, то фундамент або опорна плита підлягає виправленню в чітко фіксованих місцях.

У випадку, коли болти й отвори розташовуються не на одній лінії, тобто зміщені відносно більшості болтів на деяку відстань l , то її можна додати до вимірюного відхилення a і цим умовно привести положення точки у відповідний ряд, а потім, після проведення обчислень, повернутися до попередніх координат.

Оскільки положення більшості болтів або отворів обладнання визначають відносно двох взаємно перпендикулярних осей, то описану вище методику можна використати для осі ординат або застосувати електронний тахеометр для координування центрів болтів з одного або двох взаємозалежних пунктів навіть в умовній системі координат. У цьому випадку умову оптимізації можна передати рівняннями поправок:

$$\begin{aligned} X_i^0 \cos \alpha - Y_i^0 \sin \alpha + N_x - X_i &= V_{x_i}; \\ X_i^0 \sin \alpha + Y_i^0 \cos \alpha + N_y - Y_i &= V_{y_i}, \end{aligned} \quad (13.38)$$

де X_i^0, Y_i^0, X_i, Y_i – проектні й фактичні координати ідентичних точок об'єкта ($i=1, 2, \dots, n$); N_x, N_y – зміщення початку проектних координат відносно фактичних; α – кут повороту осей проектних координат відносно фактичних, який відлічується від осі абсцис за ходом годинникової стрілки (від'ємне значення – проти ходу годинникової стрілки); n – загальна кількість визначуваних точок.

Розв'язуючи систему рівнянь (13.38) за методом найменших квадратів, із нормальних рівнянь знаходимо:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{[X^0 Y] - [Y^0 X] + [X][Y^0] - [Y][X^0]}{[X^0 X] + [Y^0 Y] - [X][X^0] - [Y][Y^0]},$$

$$N_x = \frac{1}{n} ([X] - [X^0] \cos \alpha + [Y^0] \sin \alpha);$$

$$N_y = \frac{1}{n} ([Y] - [X^0] \sin \alpha - [Y^0] \cos \alpha).$$

Для випадку, коли $\alpha = 0^\circ$, тоді

$$N_x = ([X] - [X^0]) / n; \quad N_y = ([Y] - [Y^0]) / n.$$

Якщо застосовувати центральні (проектні й фактичні) координати x, y , то

$$x_i^0 = X_i^0 - [X^0] / n; \quad y_i^0 = Y_i^0 - [Y^0] / n;$$

$$x_i = X_i - [X] / n; \quad y_i = Y_i - [Y] / n; \quad (13.39)$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{[x^0 y] - [y^0 x]}{[x^0 x] + [y^0 y]} = \frac{[x^0 (y^0 - y)] - y^0 (x^0 - x)}{[x^0 x] + [y^0 y]}.$$

Тоді рівняння поправок (13.38) для болтів і отворів плит матимуть такий вигляд:

$$x_i^0 \cos \alpha_x - y_i^0 \sin \alpha_x - x_i = V_{x_i};$$

$$x_i^0 \sin \alpha_x + y_i^0 \cos \alpha_x - y_i = V_{y_i};$$

$$\xi_i^0 \cos \alpha_\xi - \eta_i^0 \sin \alpha_\xi - \xi_i = W_{\xi_i};$$

$$\xi_i^0 \sin \alpha_\xi + \eta_i^0 \cos \alpha_\xi - \eta_i = W_{\eta_i},$$

(13.40)

де α_x і α_ξ – умовні азимуты осей абсцис двох систем координат, в яких ведеться контроль болтів та отворів.

Оскільки у МНК не враховуються обмеження на величини поправок, то складеться цільова функція **квадратичного програмування**:

$$W = \sum_{i=1}^n z_i^2 = \min,$$

яка розв'язується при обмеженнях на абсолютні значення різниць поправок $z = V - W$:

$$|x_i^0 \cos \alpha_x - \xi_i^0 \cos \alpha_\xi - y_i^0 \sin \alpha_x + \eta_i^0 \sin \alpha_\xi - (x_i - \xi_i)| \leq \Delta;$$

$$|x_i^0 \sin \alpha_x - \xi_i^0 \sin \alpha_\xi + y_i^0 \cos \alpha_x - \eta_i^0 \cos \alpha_\xi - (y_i - \eta_i)| \leq \Delta,$$

де α_x, α_ξ – шукані значення умовних азимутів осей абсцис обох систем координат, функції яких використовуються в формулі (13.40) для визначення остаточних величин поправок V і W .

Методика може використовуватися в задачах заміни (“вставки”) блоків та елементів споруд під час ремонту ліфтів, корпусів суден, літаків, аварійного обладнання тощо.

13.1.12. Оптимальна локалізація осей ліфтового обладнання в шахті

Важливим завданням геодезичного забезпечення будівництва висотних споруд є роботи, пов'язані з установленням ліфтового обладнання: корпусу шахти, напрямних kabіни і противаги.

Ліфтова шахта звичайно формується зі збірних блоків, що мають прямокутну форму. Порушення розмірів і форми окремих ярусних перерізів, а також зміщення їх від вертикалі породжують необхідність виконавчого вискування (від слова "висок") шахти і визначення оптимального положення її осей.

Для вискування переважно використовують спеціальний кондуктор-шаблон з базовим прямокутником, який розташовують у приямнику шахти або на її перекритті. У точках 1-4 базового прямокутника (рис. 13.17) приладами вертикального проєціювання або струнним виском будують вертикалі Z_1, Z_2, Z_3, Z_4 і за рейкою, яка прикладається до ребра перерізу шахти, вимірюють взаємно перпендикулярні відстані $a_{1i}, b_{1i}, a_{2i}, b_{2i}, a_{3i}, b_{3i}, a_{4i}, b_{4i}$ до рогів шахти та відстані b_{5i}, b_{6i} – до ребер дверних отворів ($i = 0, 1, 2, \dots, n, n+1$) в умовній системі координат xoy , де n – кількість поверхів. Перша цифра індексу означає номер вертикалі, від якої ведеться виконавче вискування, а друга — номер поверху (ярусу) споруди.

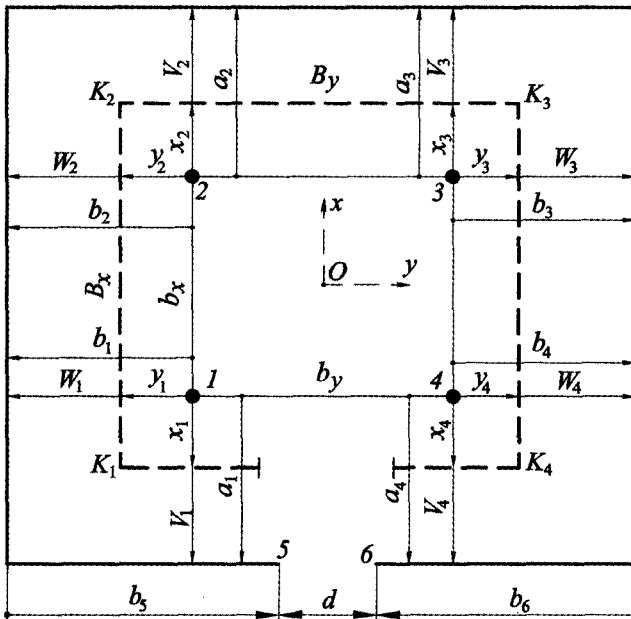


Рис. 13.17. Схема виконавчого знімання шахти і локалізація корпусу ліфта

За результатами знімання можна побудувати профілі окремих перерізів по висоті, наприклад, у площині вертикалей $Z_1 - Z_2, Z_4 - Z_3, Z_1 - Z_4, Z_2 - Z_3$. Перші два відносяться до перерізів уздовж осі абсцис, а інші – до перерізів уздовж осі ординат. На рис. 13.18 показано переріз у площині вертикалей $Z_1 - Z_2$, де ламаним контуром показано профіль стіни шахти по висоті, лініями Z_1, Z_2 – вертикалі, від

яких зроблено знімання, лініями K_1, K_2 – контур оптимального розташування корпусу ліфта в шахті, лінією O_0, O_{n+1} – вісь корпусу ліфта.

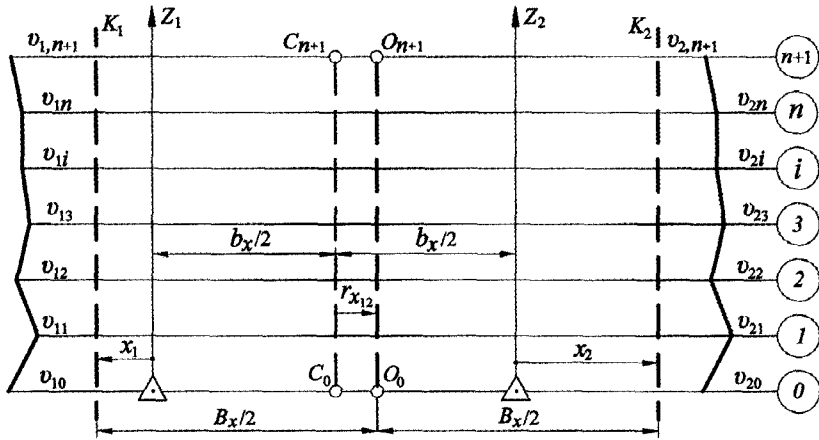


Рис. 13.18. Оптимальне положення проектного контуру шахти

Для визначення оптимального положення корпусу ліфта в шахті треба знайти координати x_j, y_j , які відраховуються від вертикалей Z_j ($j = 1, 2, 3, 4$), та скласти рівняння можливих відхилень корпусу ліфта від стінок шахти:

$$\begin{aligned} V_{1i} &= a_{1i} - x_1; & W_{1i} &= b_{1i} - y_1; \\ V_{2i} &= a_{2i} - x_2; & W_{2i} &= b_{2i} - y_2; \\ V_{3i} &= a_{3i} - x_3; & W_{3i} &= b_{3i} - y_3; \\ V_{4i} &= a_{4i} - x_4; & W_{4i} &= b_{4i} - y_4, \end{aligned} \tag{13.41}$$

де V_{ji}, W_{ji} – відхилення корпусу ліфта від стіни шахти в зоні i -ї вертикалі відповідно по осях абсцис і ординат.

Кількість шуканих координат можна зменшити за рахунок їх взаємозв'язку в умовах збереження габаритних розмірів корпусу ліфта:

$$\begin{aligned} x_2 &= B_x - b_x - x_1; & x_3 &= B_x - b_x - x_4; \\ y_2 &= \frac{x_1 - x_4}{e} + y_1; & y_3 &= B_y - b_y - y_2; & y_4 &= B_y - b_y - y_1, \end{aligned} \tag{13.42}$$

де B_x, B_y – габарити корпусу ліфта по осях абсцис і ординат; b_x, b_y – відстані між вертикалями (базами) $Z_1 - Z_2, Z_4 - Z_3, Z_1 - Z_4, Z_2 - Z_3$, з яких ведеться виконавче знімання шахти ліфта (b_x і b_y задаються переважно відстанями між чотирма фіксованими точками дерев'яного кондуктора, розмішеного примусово у приямнику або на перекритті шахти); $e = b_y / b_x$ – співвідношення, яким враховується умова ортогональності корпусу ліфта в значеннях шуканих координат.

Після врахування залежностей (13.42) рівняння поправок (13.41) набудуть вигляду:

$$\begin{aligned}
 V_{1i} &= a_{1i} - x_1; & W_{1i} &= b_{1i} - y_1; \\
 V_{2i} &= a_{2i} - B_x + x_1; & W_{2i} &= b_{2i} - y_1 - ex_1 + ex_4; \\
 V_{3i} &= a_{3i} - B_x + x_4; & W_{3i} &= b_{3i} - B_y + y_1 + ex_1 - ex_4; \\
 V_{4i} &= a_{4i} - x_4; & W_{4i} &= b_{4i} - B_y + y_1,
 \end{aligned}
 \tag{13.43}$$

в які входять лише три координати — x_1, y_1, x_4 замість восьми, що скорочує обсяг обчислень, оскільки інші п'ять шуканих координат визначаються потім за простими залежностями (13.42).

Згідно з теоретичними засадами методу шукані поправки можуть бути тільки додатними (мінусова поправка недопустима за умовами розміщення корпусу ліфта). Тому таку задачу можна розв'язати методом найменших квадратів, склавши нормальні рівняння за рівняннями поправок (13.43) і розв'язуючи їх при умові — цільовій функції

$$W = \sum_{j=1}^4 \sum_{i=0}^{n+1} (V_{x_{ji}}^2 + V_{y_{ji}}^2) + (W_{x_{ji}}^2 + W_{y_{ji}}^2) = \min. \tag{13.44}$$

Для складання рівнянь у програмі “Excel” зручно користуватися табл. 13.5.

Таблиця 13.5

Формування поярусних рівнянь поправок для оптимізації положення корпусу ліфта

Поверх	x_1	y_1	x_4	Вільний член та поправка	
				L	$= V(W)$
1	-1	0	0	a_1	V_1
2	1	0	0	$a_2 - B_x$	V_2
3	0	0	1	$a_3 - B_y$	V_3
4	0	0	-1	a_4	V_4
5	0	-1	0	b_1	W_1
6	$-e$	-1	e	b_2	W_2
7	e	1	$-e$	$b_3 - B_y$	W_3
8	1	1	0	$a_4 - B_x$	W_4
Σ	0	0	0	-	-

Нормальні рівняння мають вигляд:

$$\begin{aligned}
 (1 + e^2)x_1 + ey_1 - e^2x_4 + L_1 &= 0; & L_1 &= \frac{[K_1L]}{2(n+2)} = \bar{a}_2 - \bar{a}_1 - B_x + e(\bar{b}_3 - \bar{b}_2 - B_y); \\
 ex_1 + 2y_1 - ex_4 + L_2 &= 0; & L_2 &= \frac{[K_2L]}{2(n+2)} = \bar{b}_3 + \bar{b}_4 - (\bar{b}_1 + \bar{b}_2) - 2B_y; \\
 -e^2x_1 - ey_1 + (1 + e^2)x_4 + L_3 &= 0; & L_3 &= \frac{[K_3L]}{2(n+2)} = \bar{a}_3 - \bar{a}_4 - B_x + e(\bar{b}_2 - \bar{b}_3 - B_y),
 \end{aligned}
 \tag{13.45}$$

де \bar{a}, \bar{b} — середні значення із вимірених відхилень на всіх ярусах.

За отриманими координатами визначаються всі поправки, сума яких не дорівнює нулеві, бо у даному випадку тільки мінімізується сума квадратів поправок.

Приклад знімання шахти ліфта 9-поверхового будинку подано в табл. 13.6. Задачу розв'язано МНК і квадратичного програмування. Система нормальних рівнянь має вигляд:

$$2,44x_1 - 1,44x_4 + 1,44y_1 - 496,6 = 0;$$

$$1,44x_1 + 2,44x_4 - 1,44y_1 + 93,1 = 0;$$

$$1,20x_1 - 1,20x_4 + 2,00y_1 - 396 = 0,$$

звідки отримано координати рогів шахти.

Цільова функція квадратичного програмування

$$W = 2,44x_1^2 + 2,44x_4^2 + 2y_1^2 - 2,88x_1x_4 + 2,4x_1y_1 - 2,4x_4y_1 - 993,2x_1 + 186,2x_4 - 792,0y_1 + 167\,900 = \min,$$

яка розв'язана при відібраній системі обмежень:

$$-x_1 + 237 \geq 0; \quad x_1 - 210 \geq 0; \quad -x_4 + 208 \geq 0; \quad x_4 - 159 \geq 0; \quad -y_1 + 187 \geq 0; \\ y_1 - 139 \geq 0; \quad -1,2x_1 + 1,2x_4 - y_1 + 244 \geq 0; \quad 1,2x_1 - 1,2x_4 + y_1 - 216 \geq 0.$$

Таблиця 13.6

Результати виконавчого знімання шахти ліфта

№ поверху	Відхилення точок шахти від вертикалі, мм							
	Z ₁		Z ₂		Z ₃		Z ₄	
	a ₁	b ₁	a ₂	b ₂	a ₃	b ₃	a ₄	b ₄
10 (перекриття)	257	196	261	251	311	212	229	272
9	247	204	267	273	332	232	239	262
8	237	239	283	262	314	226	246	282
7	256	205	292	244	317	209	208	270
6	268	233	276	255	301	215	221	261
5	269	212	267	275	291	193	233	270
4	280	211	269	263	312	207	226	283
3	281	201	250	252	322	201	216	297
2	260	187	240	247	326	193	217	289
1	245	194	249	252	311	184	209	276
0 (прямок)	247	198	250	252	300	195	210	280
$n + 2 = 11$	$b_x = 1200$		$b_y = 1000$		$B_x = 1650$		$B_y = 1400$	

Як можна було очікувати, шукані вісім координат рогів шахти виявилися однаковими, що свідчить про можливість застосування методу найменших квадратів. Координати точок і відстані (зазори) між корпусом ліфта й шахти наведені в табл. 13.7. Всі зазори додатні, що свідчить про кондиційність шахти для монтажу ліфта. Що стосується методів розв'язування задач, то перевагу треба надавати МНК, крім обмежень типу

$$V_{ji} \geq 0; \quad W_{ji} \geq 0, \quad (13.46)$$

які характерні для простої шахти, але при цьому враховувати й інші обмеження. Серед них – вимоги, щоб координати прямокутного перерізу корпусу ліфта підпорядковувалися умовам суміщення осі дверного отвору і корпусу ліфта та ортогональності чотирьох сторін корпусу ліфта, які відповідно передаються такими залежностями:

$$\begin{aligned} & \left| -y_1 + (B_y - d)/2 + b_{1i} - b_{5i} \right| \leq \Delta_d; \\ & \left| -y_4 + (B_y - d)/2 + b_{4i} - b_{6i} \right| \leq \Delta_d; \\ & x_4 - x_1 + e(y_2 - y_1) = 0; \\ & x_2 - x_3 + e(y_2 - y_1) = 0; \\ & x_2 - x_3 + e(y_4 - y_3) = 0, \end{aligned} \quad (13.47)$$

тут d – ширина дверного отвору; Δ_d – допуск на зміщення осі дверного отвору з осі симетрії корпусу.

Таблиця 13.7

Обчислені зазори корпусу ліфта від стінок шахти

Поверх	Зазори між корпусом ліфта і стінками шахти на вертикалях, мм							
	Z ₁		Z ₂		Z ₃		Z ₄	
	x ₁ = 225 V ₁	y ₁ = 170 W ₁	x ₂ = 225 V ₂	y ₂ = 226 W ₂	x ₃ = 272 V ₃	y ₃ = 174 W ₃	x ₄ = 178 V ₄	y ₄ = 230 W ₄
10 (перекриття)	32	26	36	25	49	38	51	42
9	22	34	42	47	60	58	61	32
8	12	69	58	36	42	52	68	52
7	31	35	67	18	45	35	30	40
6	43	63	51	29	29	31	43	31
5	44	42	42	49	19	19	55	40
4	55	41	44	37	40	33	48	53
3	56	31	25	26	50	27	38	67
2	35	17	15	21	54	19	39	59
1	20	24	24	26	39	10	31	46
0 (прямокут)	22	28	25	26	28	21	32	50

Перші два обмеження – двосторонні, що враховується модулем залежностей, а решта три – нульові. Задачу доцільно розв’язувати МКП з використанням цільової функції (13.44) і обмежень (13.46) та (13.47).

Вище описано принципову схему визначення оптимального положення корпусу ліфта в шахті невеликого перерізу. Однак для великих ліфтів у готелях і лікарнях необхідно додатково вибирати проміжні точки на контурах перерізів (хоча б по одній) і узгоджувати їх координати (як створних точок) з координатами кінцевих точок контурів. При цьому встановлюється допуск на нестворність проміжної точки, виходячи з точності монтажу залізобетонних конструкцій (10-20 мм).

У комп’ютерному варіанті може виникати ситуація, при якій не буде виконуватися умова невід’ємності поправок. Щоб уникнути цього у явно невід’ємних

(“жорстких”) габаритах шахти, можна штучно зменшити проектні габарити шахти B_x і B_y на деяку величину g , яка після розв’язування задачі вилучається із збільшених значень поправок. Це дозволяє виявити від’ємні поправки і локалізувати дефектні місця шахти. Наявність останніх, як уже згадувалося раніше, є ознакою некондиційності шахти для монтажу обладнання.

У глухих шахтах, контур яких поярусно координується з пунктів внутрішньої мережі будинку, для розв’язання задачі конфігурацію корпусу ліфта треба задавати формально умовним перерізом $B_x \times B_y$ прямокутника, яким описується кабіна з двома парами напрямних. За координатами вершин перерізів X_{ji}, Y_{ji} визначаються розміри ярусних перерізів, координати центра X_0, Y_0 осі шахти та умовні відхилення $a_{ji} = X_{ji} - X_0 - B_x/2$ і $b_{ji} = Y_{ji} - Y_0 - B_y/2$, а все інше – за описаною вище методикою.

Зауважимо, що метод оптимізації особливо ефективний під час реконструкції будинків, які зазнали деформаційних зміщень та кренів.

13.1.13. Оптимальність виправлення профілю лінійних споруд

Методику оптимального розміщення конструкцій можна застосувати для рихтування лінійних споруд по висоті, наприклад, підкранових колій. Припустимо, що нівелювання рейок (балок) консолей колон виконано одним з відомих способів, наприклад, геометричним нівелюванням уперед. Фактичні або умовні позначки H_{1i} та H_{2i} ($i = 1, 2, \dots, n$) точок конструкцій, наприклад, підкранових рейок, які вибираються переважно біля колон. Пікетажне положення кожної точки від початку (кінця) колії визначається або за відстанню між колонами, або вимірюванням під час нівелювання, що дає можливість визначити позиційні коефіцієнти α_i, β_i .

Задача оптимізації висотного положення рейок полягає у визначенні товщини t_{1i}, t_{2i} вирівнювальних підкладок під рейки (балки) з використанням обмежень:

$$\begin{aligned} t_{1i} &= \alpha_i Z_{11} + \beta_i Z_{1n} - H_{1i} \geq 0; \\ t_{2i} &= \alpha_i Z_{21} + \beta_i Z_{2n} - H_{2i} \geq 0, \end{aligned} \quad (13.48)$$

де Z_{11}, Z_{1n} та Z_{21}, Z_{2n} – проектні (оптимальні) позначки точок конструкцій.

Враховуючи односторонній напрям підкладок, задача розв’язується МЛП, цільова функція якого має вигляд:

$$W = \sum_{i=1}^n (t_{1i} + t_{2i}) = \min. \quad (13.49)$$

Але за таких умов ухили вирівнювальних прямих не обмежені, що може стати перепорою для нормального функціонування крану. Тому треба накласти двосторонні обмеження на величини поздовжніх і поперечних ухилів u_x та u_y , допустимі величини яких $u_x^{\text{доп}}$ та $u_y^{\text{доп}}$ встановлюються технічними умовами і, як правило, не перевищують 0,2-0,5 %, причому вони вдвічі менші при укладанні колій, ніж при їх експлуатації, тобто

$$|u_x| \leq u_x^{\text{доп}}; \quad |u_y| \leq u_y^{\text{доп}}.$$

Подаючи ці вирази через проектні позначки обох рейок (напрямних), після незначних перетворень одержимо додаткові обмеження на величини проектних позначок:

$$\begin{aligned} |(-Z_{11} + Z_{1n})/x_n| - u_x^{\text{доп}} \leq 0; \quad |(-Z_{21} + Z_{2n})/x_n| - u_x^{\text{доп}} \leq 0; \\ |\alpha_i Z_{11} + \beta_i Z_{1n} - \alpha_i Z_{21} - \beta_i Z_{2n}| - L^0 u_y^{\text{доп}} \leq 0. \end{aligned} \quad (13.50)$$

Таким чином, в залежності від розв'язку конкретної задачі (одержання проектних ліній з довільним ухилом чи обмеженими поперечним або поздовжнім ухилами) використовується та чи інша підсистема обмежень: основних (13.48) і допоміжних (13.50). Якщо $u_x^{\text{доп}} = 0$ й $u_y^{\text{доп}} = 0$, що переважно має місце у практиці, обмеження (13.50) трансформуються до рівності всіх проектних позначок, тобто $Z_{11} = Z_{21} = Z_{1n} = Z_{2n}$. Це означає, що й основні обмеження (13.48), враховуючи умову $\alpha_i + \beta_i = 1$, зводяться до простих залежностей: $Z_{1i} \geq H_{1i}$ та $Z_{2i} \geq H_{2i}$, а точніше – до відомої задачі з визначення позначки монтажного горизонту за величиною максимальної позначки репрезентативної точки системи.

Практичне використання методу в комп'ютерній технології доцільно реалізувати в загальній програмі, яка дозволить отримувати різні моделі розв'язку задачі з різними значеннями допустимих ухилів для відбору найефективніших технологічних рішень функціонування обладнання.

13.1.14. Вивіряння та оптимізація планово-висотного положення обертових печей

Сучасні обертові печі і сушарки – це великогабаритні агрегати на цементних і металургійних заводах. Конструктивно (рис. 13.19) вони виготовляються у формі циліндричного корпусу, футерованого зсередини вогнетривкою цеглою та бетоном. Корпус складається з окремих секцій (обичайок), що з'єднуються електроварюванням при монтажі. Функціонально його встановлюють на парні роликові опори за допомогою бандажів. Довжина корпусу змінюється від 70 до 250 м, діаметр – від 3 до 7 м. Маса печі може сягнути 5 тис. т.

Бандажі – циліндричні кільця – на корпусі встановлюють трьома способами: з тепловим зазором, з натягом або жорстким кріпленням (зварюванням) [97]. Ширина бандажу близька до 1 м, а товщина стінки становить 0,30-0,50 м.

Виходячи з того, що печі встановлюють з ухилом 3-5% до горизонту, корпус розміщують на опорах різної висоти, а на середній масивній опорі фіксований на корпусі бандаж охоплюють двосторонніми роликами, щоб уникнути сповзання корпусу вниз. Обертання печі навколо осі забезпечується електроприводом, який включає двигун, редуктор та підвінцеву шестерню (друга – вінцева шестерня кріпиться на корпусі печі). Швидкість обертання печі 1-1,5 об/хв.

Верх печі холодний, низ – гарячий, їх температура коливається від 30 до 230 °С. Внаслідок цього корпус печі зазнає значних температурних деформацій, які спричинюють порушення її співвісності, а вібрації корпусу ще більше підсилюють

ці деформації в результаті осідання опор. Тому деформації корпусу печі, викликані ґрунтовими умовами залягання опор, складним температурним режимом, вібрацією і т. п., вимагають постійного геодезичного контролю геометричних параметрів конструкцій і забезпечення співвісності (або прямолінійності у двох площинах) корпусу печі при монтажі, профілактичних і капітальних ремонтах.

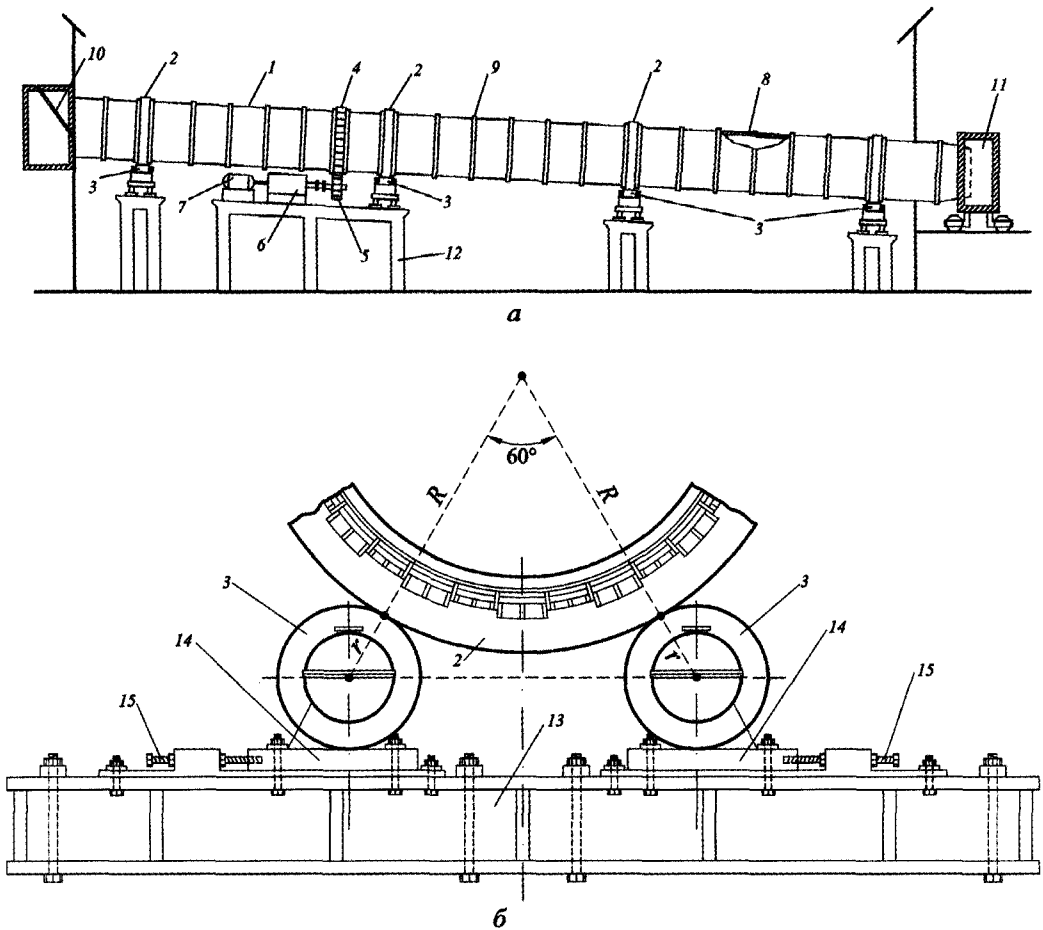


Рис. 13.19. Конструкційні елементи цементної печі:

- a* – компоновання конструкцій; *б* – опирання корпусу печі на ролики;
 1 – корпус печі; 2 – бандаж; 3 – опорні ролики; 4,5 – вінцева і підвінцева шестерні; 6 – редуктор;
 7 – електромотор; 8 – вогнетривке покриття; 9 – ребро жорсткості; 10 – подача матеріалу; 11 – піч;
 12 – опора фундаменту; 13 – фундаментна плита; 14 – опорна плита ролика; 15 – регулювальний гвинт плити ролика

Прямолінійність корпусу печі у вертикальній площині забезпечується шляхом переміщення опорних роликів на фундаментних опорах, причому можливі два шляхи реалізації цього процесу: тільки в плані (при малих і середніх деформаціях) або у плані й по висоті (при великих деформаціях).

Враховуючи те, що роликові опори і корпус печі мають працювати як один механізм, при розрахунку точності геодезичних вимірювань треба виходити з умови незмінності положення системи “опорні ролики – корпус печі” (розмірний ланцюг):

$$a^2 + 4h^2 = D^2 + d^2,$$

де a, h – відстань між осями роликів і перевищення осі корпусу над осями роликів;
 D, d – діаметри корпусу (бандажу) і роликів.

З аналізу похибок складових цих залежностей отримано величини похибок співвідносності для розмічування осі ролика та його позначки:

$$m_0 \leq 0,25\Delta_D; \quad m_H \leq 0,10\Delta_D,$$

тут Δ_D – допустима похибка діаметра корпусу печі (переважно $\Delta = D/2000$).

Для максимального діаметра печі 7 м вказані похибки не мають перевищувати відповідно 1,0 та 0,4 мм, а відносна похибка розмічування осі печі – 1:10 000-1:20 000.

Основні монтажні допуски для цементних печей згідно з [120] наведено в табл. 13.8.

Для мінімізації обсягу рихтувальних робіт проводять незалежне рихтування роликів із врахуванням їхнього планово-висотного положення. Але при цьому недостатньо і неповно враховується складний характер взаємозв'язку роликів з бандажами (корпусом печі) та опорами, особливо при різних діаметрах роликів і бандажів. З огляду на це вивіряння доцільно вести окремо для корпусу печі й окремо для системи бандажів з опорними роликами, осі яких мають збігатися. Якщо бандажі приварено до корпусу печі, то їх розглядають як одну систему.

Таблиця 13.8

Основні монтажні допуски для цементних печей

№ пор.	Допуск	Величина допуску, мм
1	Допустима овальність обичайки	10
2	Відхилення від прямолінійності (співвідносності) на всю довжину печі	3-5
3	Відхилення осей роликів від поздовжньої осі в плані	2
4	Відхилення в перевищенні двох сусідніх роликів	1
5	Відхилення центрального кута між лініями “центр бандажу–центр роликів” від 60°	2°
6	Неконцентричність циліндричних поверхонь бандажу (внутрішніх і зовнішніх)	1
7	Овальність бандажу на зовнішньому діаметрі D	$D/2000$
8	Поздовжнє і поперечне (радіальне) биття бандажу при обертанні печі	3
9	Те ж для вінцевої шестерні	3
10	Радіальний зазор у зчепленні шестерень приводу	8-10
11	Зміщення осей вінцевої та підвінцевої шестерень	5
12	Нерівномірність осідання сусідніх фундаментів печей	5
13	Граничний крен фундаментних опор висотою h	$h/1000$

Задача може бути ефективно розв'язана методом математичного програмування, що дозволяє враховувати фактичні і проектні значення параметрів, можливість переміщення роликів на опорах тільки у плані, чим створюється переміщення корпусу печі по висоті.

Нехай в i -му перерізі печі (рис. 13.20), наприклад, на одній із опор, вісь бандажу печі розміщена в точці O , а осі опорних роликів – у точках O_1 та O_2 ($i = 1, 2, 3, \dots, n$), де n – кількість перерізів печі. Припустимо, що фактичні положення твірних циліндра бандажів і опорних роликів характеризуються відстанями $a, b_1, b_2 = b_1 + l$, вимірними відносно робочого створу, розташованого ліворуч від корпусу печі (при використанні двох створів, як у випадку з підкрановими коліями, відхилення b_2 вимірюватиметься від другого створу із знаком “мінус”). Якщо просторове положення характерних точок печі визначати електронним тахеометром, то для отримання по координатах відхилень від умовних створів використовують формулу (5.2).

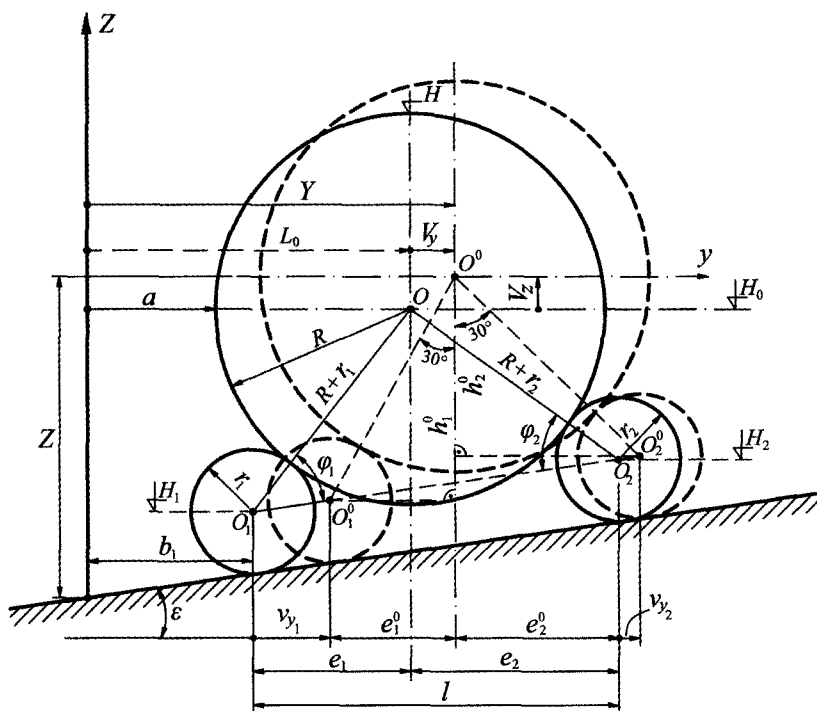


Рис. 13.20. Вивіряння обертової печі

Висотне положення печі характеризується позначками H, H_1, H_2 верху бандажу, осей лівого і правого опорних роликів (замість позначок H_1, H_2 можна вимірювати їх різницю $\Delta H = H_2 - H_1$). Для контролю положення циліндра печі доцільно визначати його позначку біля бандажу. Нехай відрихтоване (близьке до проектного) положення осі бандажу та опорних роликів в i -му перерізі передають точки O^0, O_1^0, O_2^0 , планове положення цих точок визначається ординатами y, y_{1i}, y_{2i} ,

які відраховуються від лінії створу, а висотне – умовними або абсолютними позначками z, z_{1i}, z_{2i} . Тоді елементи юстування осі обертання печі в плані та профілі для приведення її в робоче положення будуть:

$$\begin{aligned} y_i - A_{0i} &= V_i; & L_{0i} &= a_i + R_i; \\ z_i - B_{0i} &= W_i; & H_{0i} &= H_i - R_i, \end{aligned} \quad (13.51)$$

де y_i, z_i – ордината й апліката поточної точки осі відрихтованої печі; L_{0i}, H_{0i} – фактичні ордината і апліката осі бандажа (якщо в процесі вимірів між роликом і бандажем існує зазор t , то позначка фактичного положення осі циліндра печі $H'_{0i} = H_{0i} - t/2$); R_i – вимірний радіус бандажа; V_i, W_i – поправки в планове та висотне положення осі печі; i – номер поточної точки печі. Одночасно вимірюють радіуси r_{ji} роликів та відстані l_i між їх осями ($j = 1, 2; i = 1, 2, \dots, n$), де n – кількість контрольних перерізів печі.

При додатному значенні поправок вісь зміщується вправо і вгору, при від'ємному – вліво і вниз. Якщо пікетажне положення кожної поточної точки осі печі задано абсцисою x_i від центра першої опори (гарячий кінець печі) при загальній довжині печі x_n , то

$$y_i = \alpha_i y_1 + \beta_i y_n; \quad z_i = \alpha_i z_1 + \beta_i z_n; \quad \alpha_i = 1 - \beta_i; \quad \beta_i = x_i / x_n.$$

Тому поправки в точках на осі обертання печі будуть:

$$\begin{aligned} \alpha_i y_1 + \beta_i y_n - L_{0i} &= V_i; \\ \alpha_i z_1 + \beta_i z_n - H_{0i} &= W_i. \end{aligned} \quad (13.52)$$

У процесі рихтування осі печі за цими поправками треба забезпечити стикування шестерень корпусу печі й редуктора електроприводу (рис.13.21), доповнюючи систему поправок (13.52) відповідними обмеженнями:

$$\begin{aligned} \alpha_k y_1 + \beta_k y_n - [L_e - (R_1 + R_2 - q) \cos \gamma] &= 0; \\ \alpha_k z_1 + \beta_k z_n - [H_e + (R_1 + R_2 - q) \sin \gamma] &= 0, \end{aligned} \quad (13.53)$$

де L_e, H_e – вимірні ордината і позначка осі редуктора; R_1, R_2 – радіуси вінцевої та підвінцевої шестерень; q – робоча величина зчеплення зубів шестерень; γ – кут нахилу лінії $O_k O_p$, який визначається за формулою $\operatorname{tg} \gamma = h_p / l_p$.

Складові даної формули – це елементи планово-висотної прив'язки осі редуктора до осі корпусу печі, а точніше – до осі вінцевої шестерні. Позначки цих осей можна визначити із нівелювання верху і низу шестерень, радіуси – способом опоясування рулеткою, а ординати – комбінацією цих способів від створу. Накладати обмеження на положення холодного кінця печі недоцільно, оскільки можливі незначні його конструктивні переміщення в отворі стіни будівлі.

Поправки опорних роликів (лівих і правих) у плані та по висоті визначити легко, виходячи із геометричних умов розміщення елементів печі:

$$\begin{aligned} v_{1i} &= V_i - \Delta e_{1i}; & v_{2i} &= V_i + \Delta e_{2i}; \\ w_{1i} &= W_i + \Delta h_{1i}; & w_{2i} &= W_i - \Delta h_{2i}, \end{aligned} \quad (13.54)$$

тут $\Delta e_{ji}, \Delta h_{ji}$ – різниці теоретичних і фактичних проекцій суми $(R_i + r_{ji})$ відповідно на осі ординат і абсцис, які визначаються за формулами

$$\Delta e_{1i} = e_{1i}^0 - e_{1i} = (R_i + r_{1i})[\sin 30^\circ - \cos(\varphi_{1i} + \varepsilon_i)];$$

$$\Delta e_{2i} = e_{2i}^0 - e_{2i} = (R_i + r_{2i})[\sin 30^\circ - \cos(\varphi_{2i} - \varepsilon_i)];$$

$$\Delta h_{1i} = h_{1i}^0 - h_{1i} = (R_i + r_{1i})[\cos 30^\circ - \sin(\varphi_{1i} + \varepsilon_i)];$$

$$\Delta h_{2i} = h_{2i}^0 - h_{2i} = (R_i + r_{2i})[\cos 30^\circ - \sin(\varphi_{2i} - \varepsilon_i)];$$

$$\cos \varphi_{1i} = \frac{l_i^2 + (R_i + r_{1i})^2 - (R_i + r_{2i})^2}{2l_i(R_i + r_{1i})}; \quad \cos \varphi_{2i} = \frac{l_i^2 + (R_i + r_{2i})^2 - (R_i + r_{1i})^2}{2l_i(R_i + r_{2i})};$$

$$\operatorname{tge}_i = \frac{H_{2i} - H_{1i}}{l_i},$$

де 30° – проектний кут, яким задається оптимальна геометрія розташування опорних роликів бандажів печі; φ – кути базового трикутника O_1O_2 при осях роликів; ε – кут поперечного нахилу опорних плит роликів (для крену опор печі 1:200 величина цього кута сягає 10-20' і його вплив на різниці відстаней може становити 10-15 мм) (див. рис. 13.20).

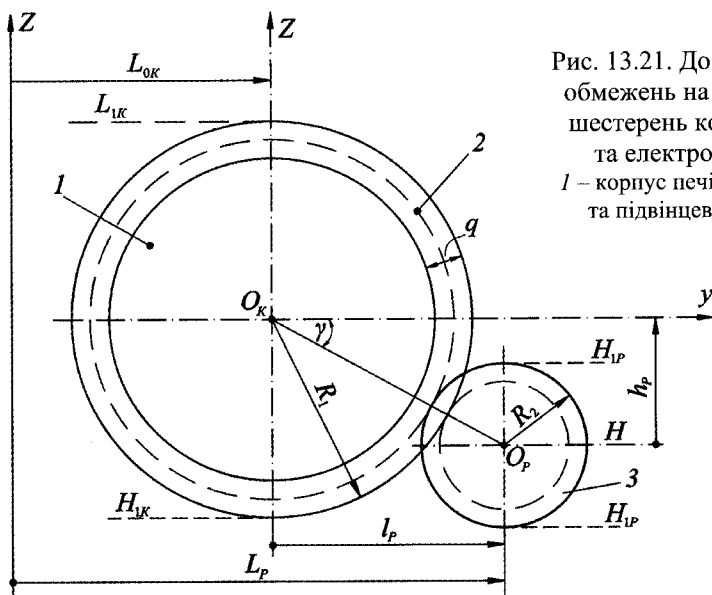


Рис. 13.21. До формування обмежень на стикування шестерень корпусу печі та електроприводу:
1 – корпус печі; 2, 3 – вінцева та підвінцева шестерні

Для контролю обчислень і вимірів можна використати формули

$$e_{1i} = L_{0i} - b_{1i}; \quad e_{2i} = l_i - e_{1i};$$

$$h_{1i} = H_{0i} - H_{1i}; \quad h_{2i} = H_{0i} - H_{2i}.$$

Тепер із врахуванням залежностей (13.51) рівняння поправок для лівих і правих роликів у плані та по висоті остаточно будуть такими:

$$\begin{aligned} v_{1i} &= \alpha_i y_1 + \beta_i y_n - (L_{0i} + \Delta e_{1i}); & v_{2i} &= \alpha_i y_1 + \beta_i y_n - (L_{0i} - \Delta e_{2i}); \\ w_{1i} &= \alpha_i z_1 + \beta_i z_n - (H_{0i} - \Delta h_{1i}); & w_{2i} &= \alpha_i z_1 + \beta_i z_n - (H_{0i} + \Delta h_{2i}). \end{aligned} \quad (13.55)$$

Описані залежності (13.52) і (13.55) характеризують зв'язок між координатами кінців осі обертання печі або між поправками осі печі, з одного боку, та поправками опорних роликів, з другого. Для забезпечення мінімальних зміщень конструкцій печі з їх фактичного положення під час виправлення положення осі печі горизонтальними зміщеннями опорних роликів (у практиці застосовується саме цей метод) можна використати два способи: 1) мінімізації величин вільних (необмежених) поправок осі обертання печі при обмеженні на планово-висотне положення осі вінцевої шестерні; 2) мінімізації планово-висотних зміщень осей опорних роликів, який, однак, внаслідок безперешкодної реалізації зміщень роликів на опорах не може знайти поширення.

При двосторонніх поправках з обмеженнями на їх величини першу задачу необхідно розв'язувати методом квадратичного програмування, тобто за цільовою функцією

$$W = \sum_{i=1}^n (V_i^2 + W_i^2) = \min$$

при двох обмеженнях (13.53) на положення корпусу печі стосовно редуктора електроприводу. Після отримання ординат y_1 та y_n за формулами (13.52) обчислюють поправки V_i, W_i для корпусу печі, а за формулами (13.55) – поправки v_{ji}, w_{ji} для зміщення роликів, нове положення яких забезпечуватиме співвісність осей всіх секцій корпусу печі.

Для характеристики якості оптимізації обчислюються суми поправок корпусу печі й роликів по двох рядах, а також суми їх квадратів. Окремо контролюється виконання вимоги на стикування шестерень електроприводу. За результатами оптимізації складається схема виконання рихтувальних робіт з вписаними редукційними поправками та їх знаками.

Методику оптимального вирівнювання планового положення осі корпусу печі довжиною 155 м з вісьмома контрольними перерізами (без контролю опорних роликів) передає рис. 13.22. Результати вимірювань відхилень

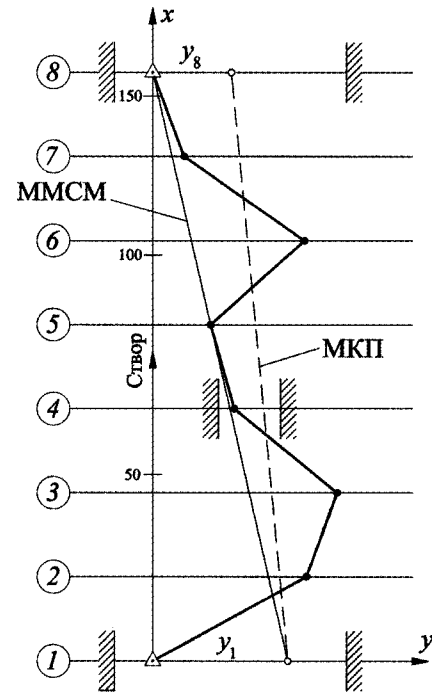


Рис. 13.22. Оптимізація планового положення осі корпусу печі з обмеженням

осі корпусу від створу з одночасною фіксацією діапазону його допустимих зміщень ліворуч і праворуч на 1, 4 і 8-му перерізах наведено в табл. 13.9.

Діапазон переміщень корпусу в 4-му перерізі з шестернями редуктора обмежується 2 мм. За результатами вимірювань складено вісім рівнянь поправок:

$$\begin{aligned}
 Y_8 = V_8; & & 0,594Y_1 + 0,406Y_8 - 5,6 = V_5; \\
 0,136Y_1 + 0,864Y_8 - 2,4 = V_7; & & 0,716Y_1 + 0,284Y_8 - 17,6 = V_3; \\
 0,290Y_1 + 0,710Y_8 - 10,4 = V_6; & & 0,858Y_1 + 0,142Y_8 - 9,9 = V_2; \\
 0,445Y_1 + 0,555Y_8 - 4,0 = V_5; & & Y_1 = V_1
 \end{aligned}$$

та шість обмежень на 8, 4 та 1-й опорах:

$$\begin{aligned}
 Y_8 + 4 \geq 0; & & -Y_8 + 9 \geq 0; \\
 0,594Y_1 + 0,406Y_8 - 5,6 \geq 0; \\
 -0,594Y_1 - 0,406Y_8 + 7,6 \geq 0; \\
 Y_1 + 5 \geq 0; & & -Y_1 + 10 \geq 0.
 \end{aligned}$$

Таблиця 13.9

Визначення елементів юстування положення осі корпусу печі стосовно редуктора електроприводу

№ опори	Абсциса х точки опори, м	Позиційні коефіцієнти		Виміряна ордината а осьової точки від створу, мм	Двосторонні обмеження на зміщення осі корпусу, мм		Планове зміщення (поправка) V осі корпусу, мм	
		α	β		вліво	вправо	МКП	ММСМ
8	155	0	1	0	-4	9	3,7	0
7	134	0,136	0,864	2,4			2,0	-1,1
6	110	0,290	0,710	10,4			-5,2	-7,7
5	86	0,445	0,555	4,0			2,0	0,2
4	63	0,594	0,406	5,6	0	2	1,1	0
3	44	0,716	0,284	17,6			-10,3	-10,8
2	22	0,858	0,142	9,9			-1,9	-1,8
1	0	1	0	0	-5	10	8,7	9,4
Сума	-	-	-	-	-	-	0,1	-11,8

При цих обмеженнях МКП розв'язано цільову функцію (13.1), яка включає суму квадратів вісьмох поправок, і отримано ординати $Y_1 = 8,7$; $Y_8 = 3,7$ мм та поправки $V_i (i=1, 2, 3, \dots, 8)$. Сума модулів поправок становить 34,9 мм, а сума квадратів – 235,33 мм². Важливо відзначити, що оптимальна вісь корпусу печі зміщена праворуч відносно вихідного положення на максимально допустиму величину 2 мм, що забезпечить нормальну роботу електроприводу. До речі, у праці [15] цю задачу розв'язано методом мінімізації суми модулів (ММСМ) поправок за цільовою функцією (13.3) з використанням цих же обмежень. В результаті отримано кращий розподіл поправок: сума їх модулів становить 31,0 мм при незначному збільшенні суми їх квадратів (268,78 мм²). Максимальне розходження поправок не перевищує 5 мм, що розширює можливості застосування обох методів для аналізу задач оптимізації. Аналогічно за даними нівелювання корпусу печі можна визначити поправки для виправлення його висотного положення.

Таблиця 13.10

Геометричні параметри і поправки для виправлення положення корпусу обертової печі та опорних роликів

№ опори	Абсциса x перерізу корпусу, мм	Відхилення a бандажу від створу, мм	Радіус R бандажу, мм	Радіус роликів, мм		Позначка H верху бандажу на осі, мм	Перевищення ΔH правого ролика над лівим, мм	Відстань l між осями роликів, мм	Поправки, мм			
				лівого r_1	правого r_2				V_Y	V_Z	V_{Y_1}	V_{Y_2}
5	0	1228	1672	597	595	17 359	13	2346,5	-4,7	-8,9	40,5	-75
4	15 141	1215	1670	578	587	17 925	10	2279,5	3,8	9,5	-3,6	-29,5
3	27 909	1216	1662	586	593	18 414	0	2313	5,4	-0,8	40,0	-42,5
2	40 882	1221	1660	582,5	594	18 912	3	2307	-3,3	9,3	16,5	-52,5
1	54 941	1216	1657	582	596	19 742	10	2267,5	-1,3	-9,2	29,1	-28,9
$\sum V$	-	-	-	-	-	-	-	-	-0,1	-0,1	118,9	-228,3
\bar{V}	-	-	-	-	-	-	-	-	33,7	77,5	225,9	45,7
$\sum V $	-	-	-	-	-	-	-	-	18,5	37,7	126,1	228,3
$\sum V^2$	-	-	-	-	-	-	-	-	78	341	4372	11 862

Наведемо приклад розв'язування задачі для виправлення планово-висотного положення корпусу обертової печі випалювання вапна ($65 \times 2,65$ м), розміщеної на п'ятьох опорах, за допомогою опорних роликів. Результати вимірювань геометричних параметрів печі та елементи виправлення корпусу печі й опорних роликів, що визначені методом квадратичного програмування (МКП), подано в табл. 13.10. Внизу таблиці даються суми поправок, їх модулів, квадратів і середнє абсолютне значення.

Інші підходи до оптимізації положення обертових печей подано в працях [10,13,15,136].

13.1.15. Визначення оптимального висотного положення похилого конвеєра

При розміщенні транспортерів та ескалаторів у галереях і бункерах, опорядженні тунелів у твердих породах і т. п. планово-висотне положення корпусу обладнання або споруди задають за результатами виконавчого знімання галерей, яке виконується за схемою, близькою до знімання ліфтових шахт.

Для оптимального розміщення корпусу піднімального пристрою по висоті (рис. 13.23) використовуються позначки H_{1i} точок лівого поздовжнього перерізу галереї по нижній осі A і H_{3i} – по верхній осі B , а також аналогічні їм позначки H_{2i} і H_{4i} для точок правого поздовжнього перерізу ($i = 1, 2, \dots, n$). Тоді фактичний габарит галереї по висоті можна вважати відомим у кожному її перерізі:

$$h_{1i} = H_{3i} - H_{1i}; \quad h_{2i} = H_{4i} - H_{2i}. \quad (13.56)$$

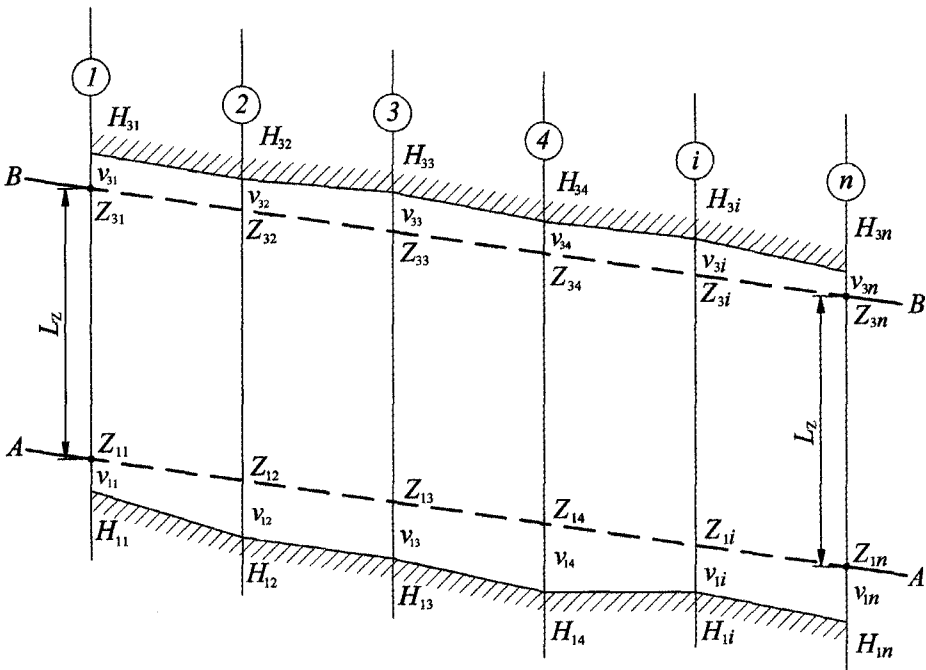


Рис. 13.23. Оптимальне розміщення корпусу похилого конвеєра в профілі галереї

Якщо корпус пристрою займає в галереї простір, обмежений осями A і B , та характеризується проектними позначками $z_{1i}, z_{2i}, z_{3i}, z_{4i}$ ($i = 1, 2, \dots, n$), тоді різниці позначок – робочі позначки (поправки) – виглядають так:

$$v_{1i} = z_{1i} - H_{1i}; \quad v_{2i} = z_{2i} - H_{2i}; \quad v_{3i} = -z_{3i} + H_{3i}; \quad v_{4i} = -z_{4i} + H_{4i}. \quad (13.57)$$

Оскільки будь-який об'єкт, який треба розмістити у галереї, має проектний габарит L_z по висоті, то $z_{3i} = z_{1i} + L_z$, $z_{4i} = z_{2i} + L_z$, і цим можна зменшити кількість шуканих параметрів оптимізації за умови, що $z_{1i} = z_{2i} = \alpha_i z_{11} + \beta_i z_{1n}$. Тоді вирази (13.57) наберуть такого вигляду:

$$\begin{aligned} v_{1i} &= \alpha_i z_{11} + \beta_i z_{1n} - H_{1i}; & v_{3i} &= -\alpha_i z_{11} - \beta_i z_{1n} + (H_{3i} - L_z); \\ v_{2i} &= \alpha_i z_{11} + \beta_i z_{1n} - H_{2i}; & v_{4i} &= -\alpha_i z_{11} - \beta_i z_{1n} + (H_{4i} - L_z). \end{aligned} \quad (13.58)$$

Для визначення позначок z_{11} і z_{1n} за умови $v_{ji} \geq 0$ доцільно застосовувати цільову функцію квадратичного програмування, оскільки лінійне програмування у задачах “двостороннього наближення габаритів” (галереї, ліфти, тунелі і т. д.) слабо виконує роль регулятора їх абсолютних значень як важливого економічного фактора. Розгорнута цільова функція квадратичного програмування має вигляд:

$$\begin{aligned} W &= \sum_j \sum_i^n v_{ji}^2 = 4 \sum_i^n \alpha_i^2 z_{11}^2 + 8 \sum_i^n \alpha_i \beta_i z_{11} z_{1n} + 4 \sum_i^n \beta_i^2 z_{1n}^2 - \\ &- 2 \sum_i^n \alpha_i (H_{1i} + H_{2i} + H_{3i} + H_{4i} - 2L_z) z_{11} - 2 \sum_i^n \beta_i (H_{1i} + H_{2i} + H_{3i} + H_{4i} - 2L_z) z_{1n} + \\ &+ \sum_i^n [H_{1i}^2 + H_{2i}^2 + (H_{3i} - L_z)^2 + (H_{4i} - L_z)^2], \end{aligned}$$

яка розв'язується при обмеженнях

$$\begin{aligned} \alpha_i z_{11} + \beta_i z_{1n} - H_{1i} &\geq 0; & -\alpha_i z_{11} - \beta_i z_{1n} + (H_{3i} - L_z) &\geq 0; \\ \alpha_i z_{11} + \beta_i z_{1n} - H_{2i} &\geq 0; & -\alpha_i z_{11} - \beta_i z_{1n} + (H_{4i} - L_z) &\geq 0. \end{aligned} \quad (13.59)$$

У ході рішення задачі визначаються проектні позначки z_{11} та z_{1n} , а за ними – позначки всіх проміжних точок нижнього і верхнього поясів. За цими позначками у галереї встановлюють маяки для монтажу обладнання. При цьому для безперешкодного розміщення корпусу об'єкта в галереї поправки v_{ji} ($j = 1, 2, 3, 4$; $i = 1, 2, \dots, n$) повинні мати додатні значення і за ними можна виготовити відповідні прокладки для фіксації об'єкта в тілі галереї.

Для ілюстрування методу розв'яжемо задачу визначення товщини підкладок $t_i = v_i$ ($i = 1, 2, \dots, 6$) під опорну раму конвєсера, розташованого на похилій естакаді (ухил $u \approx 0,25$) з опорами кроком через 6 м. Результати обчислень зведено в табл. 13.11 і відображено на рис. 13.24.

У даному випадку, враховуючи особливість розташування рами конвєсера без обмеження на вертикальний габарит, що найчастіше зустрічається на практиці,

застосовано лінійне програмування, яке передається цільовою функцією та шістьма односторонніми обмеженнями:

$$W = 3z_1 + 3z_6 - 25526 = \min;$$

$$z_1 - 506 \geq 0; \quad 0,4z_1 + 0,6z_6 - 4991 \geq 0;$$

$$0,8z_1 + 0,2z_6 - 2012 \geq 0; \quad 0,2z_1 + 0,8z_6 - 6482 \geq 0;$$

$$0,6z_1 + 0,4z_6 - 3507 \geq 0; \quad z_6 - 8028 \geq 0.$$

Екстремальними обмеженнями, які визначають оптимум задачі, виявилися друге і шосте, що відображено графічно на профілі. У цих точках поправки і, отже, товщини вирівнювальних підкладок під раму конвєсера дорівнюють нулеві. Сумою поправок, яка збігається з різницею сум проектних і фактичних позначок, контролюється правильність рішення задачі. Оптимальне значення ухилу рами $u = 0,25067$.

Таблиця 13.11

Приклад оптимального вирівнювання профілю похилого конвєсера

№ осі	Позначки, мм		Позиційні коефіцієнти		Поправки, мм
	фактична H	проектна Z	α	β	$t = z - H$
1	506	508	1	0	2
2	2 012	2 012	0,8	0,2	0
3	3 507	3 516	0,6	0,4	9
4	4 991	5 020	0,4	0,6	29
5	6 482	6 524	0,2	0,8	42
6	8 028	8 028	0	1	0
Σ	25 526	25 608	3	3	82

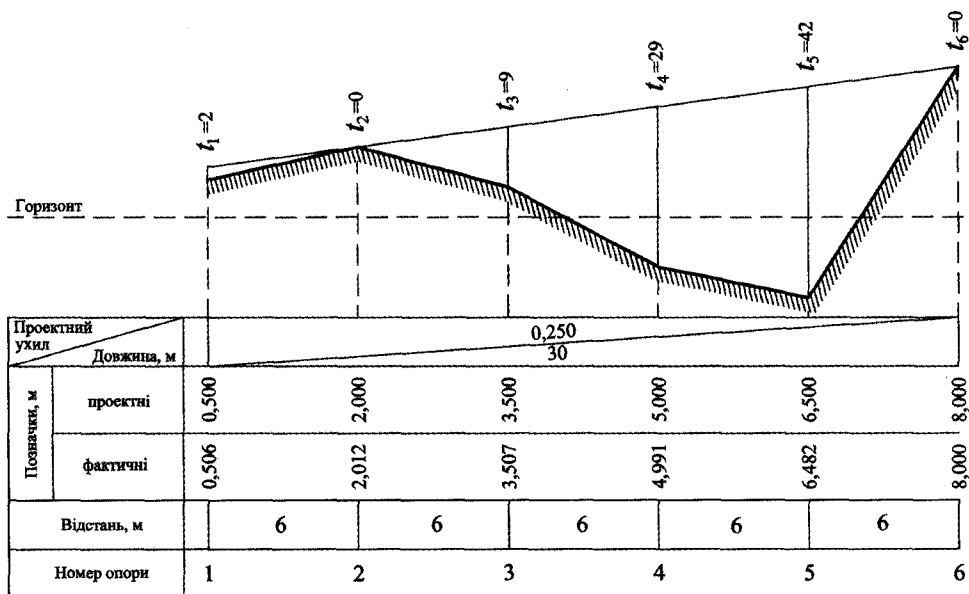


Рис. 13.24. Оптимальне вирівнювання профілю похилого конвєсера

13.2. Оптимізація положення криволінійних споруд

13.2.1. Оптимальне проектування криволінійних споруд у профілі

Профіль криволінійних споруд задається проектними позначками z_i ряду контурних точок P_i ($i = 0, 1, 2, \dots, n$). У результаті деформації підстави або неточної її підготовки при будівництві споруд фактичні позначки H_i відрізняються від про-

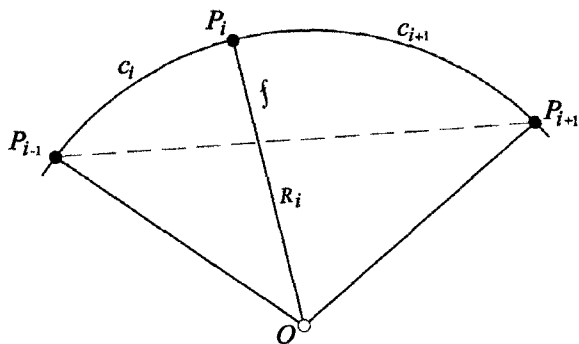


Рис. 13.25. До визначення радіуса кривини ліній у профілі

ектних. Так виникає задача висотного рихтування точок кривої для надання їй деякого (оптимального) радіуса R^0 , близького до проектного. Для цього на вертикальних колових кривих, з'єднаних з прямими ділянками, потрібно визначити параметри колової кривої.

Припустимо, що точки P (рис. 13.25) розташовані на споруді нерівномірно і відстані між точкою P_i й сусідніми, задньою P_{i-1} і передньою P_{i+1} точками станов-

$$f_i = H_i - (\alpha_i H_{i-1} + \beta_i H_{i+1}); \quad \alpha_i = 1 - \beta_i; \quad \beta_i = \frac{c_i}{c_i + c_{i+1}}; \quad (13.60)$$

$$R_i = \frac{c_i c_{i+1}}{2f_i} + \frac{f}{2} - R_i \left[\frac{(c_i - c_{i+1})^2}{4c_i c_{i+1}} \right]^2,$$

де α_i, β_i – позиційні коефіцієнти.

Останній член формул – це поправка в радіус за різницю відстаней між точками вимірювання стрілки кривини. Допустиме значення цієї різниці визначається з формули

$$\Delta c = |c_{i+1} - c_i| \leq 2\sqrt{c_i c_{i+1}} \sqrt[4]{\frac{\Delta R}{R}}.$$

Відносна похибка $\Delta R/R$ радіуса береться менше від 1/100 на залізницях та від 1/10 000 (1/20 000) – в різних промислових установках, наприклад, у полярних кранах, на ролгангах машин неперервного розливання сталі тощо.

Якщо c дорівнює 20, 10 і 5 м, то при заданих похибках радіусів різниці Δc не повинні перевищувати відповідно величин 6, 3, і 1, 5 та 4, 2 і 1 м, що дуже важливо при координуванні контрольних точок кривих за допомогою електронного тахеометра без їх точного розмічування в натурі.

Довжину l колової кривої, що стягується хордою довжиною c , обчислюють за формулою

$$l \approx c \left(1 + \frac{c^2}{24R^2} \right) = c \left(1 + \frac{8f^2}{3c^2} \right).$$

При автоматизації проектування ламаного профілю лінійної споруди у вигляді прямих ліній, з'єднаних вертикальними кривими радіуса R (оптимального або нормативного), необхідно розглядати три випадки положення поточних точок профілю (рис.13.26):

- 1) на прямій вставці між вертикальними кривими;
- 2) на першій кривій між вершиною перелому профілю і кінцем цієї кривої;
- 3) на другій кривій між початком кривої та вершиною перелому профілю.

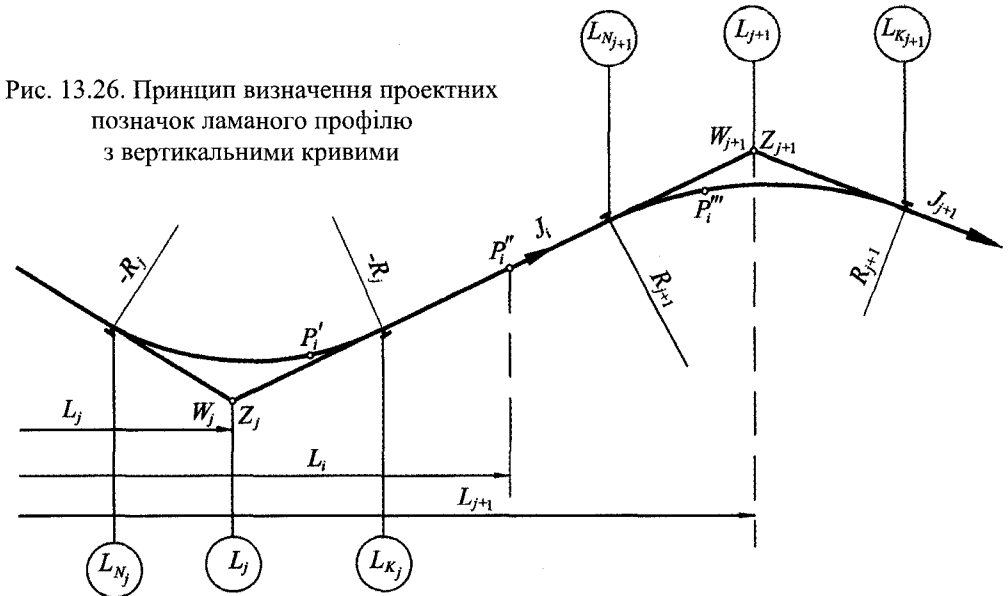


Рис. 13.26. Принцип визначення проектних позначок ламаного профілю з вертикальними кривими

Припустимо, що фактичний профіль місцевості передає система точок $P_i(L_i, H_i)$, де L_i – пікетажне положення точки відносно початкової точки відліку відстаней; H_i – абсолютна або умовна фактична позначки ($i = 0, 1, 2, \dots, n$). Нехай проектна ламана лінія, що з'єднує вершини W_j перелому профілю, задана проектними позначками Z_j і пікетажним положенням початку або кінця кривої L_j ($j = 1, 2, \dots, m$), де m – кількість вершин перелому профілю ($m < n$).

Усі три випадки положення поточної точки профілю, які є складовими частинами загального алгоритму задачі, описуються такими залежностями:

$$\begin{aligned} Z_i &= \alpha_i Z_j + \beta_i Z_{j+1}; \\ Z_i &= \alpha_i Z_j + \beta_i Z_{j+1} - (L_i - L_{N_j})^2 / 2R_j^0; \\ Z_i &= \alpha_i Z_j + \beta_i Z_{j+1} - (L_i - L_{N_{j+1}})^2 / 2R_{j+1}^0, \end{aligned} \quad (13.61)$$

що відповідають таким вимогам:

$$L_{K_j} < L_j \leq L_{N_{j+1}}; L_j < L_i \leq L_{K_j}; L_{N_{j+1}} < L_j \leq L_{j+1}.$$

Як бачимо, наведені формули відрізняються між собою тільки поправкою за кривину проектної лінії. Щоб скористатися одною формулою, доцільно брати великий радіус прямої, наприклад, 10^{10} .

Проблема визначення робочих позначок (товщини підкладок при рихтуванні колій, укладання дорожнього покриття і т. д.) розв'язується методом математичного програмування. Як відомо, робоча позначка $v_i = Z_i - H_i$ характеризує ступінь наближення проектної лінії до фактичного профілю і є поправкою до позначки існуючого рельєфу. Якщо $v_i = 0$, то проектна лінія профілю збігається з фактичним профілем реконструйованої споруди. Загалом поправки v_i мають як додатні, так і від'ємні значення з різним характером їх розподілу. Однак реальне проектування, як правило, пов'язане з накладенням обмежень на значення проектних позначок у так званих критичних точках, що диктується вимогами функціонального або технічного характеру:

- для проведення проектної лінії через критичну точку – нуль-рівняння (рис. 13.27, а):

$$Z_i - H_i = 0; \quad (13.62)$$

- для розміщення проектної лінії на рівні критичної точки або вище над нею – нерівності (рис. 13.27, б):

$$Z_i - H_i \geq 0; \quad (13.63)$$

- для розміщення проектної лінії нижче критичної точки або під нею (шляхопровід, верх тунелю) – нерівності (рис. 13.27, в):

$$-Z_i + H_i \geq 0; \quad (13.64)$$

- для одержання ухилів проектної лінії, які не перевищують устанавленого допуску, наприклад, $u^{\text{доп}}$ – двосторонні (модульні) обмеження на величину максимального u_{max} і мінімального u_{min} ухилів ділянки проектної лінії між суміжними вершинами перелому профілю (рис. 13.27, з, г):

$$\begin{aligned} &| -Z_i + Z_{i+1} - (L_{i+1} - L_i)u_{\text{max}} | \leq 0; \\ &| -Z_i + Z_{i+1} - (L_{i+1} - L_i)u_{\text{min}} | \geq 0; \end{aligned} \quad (13.65)$$

- для регулювання абсолютних значень робочих позначок за величиною встановленого допуску $\Delta^{\text{доп}}$ – обмеження по верхньому або нижньому допусках (рис. 13.27, д, е):

$$Z_i - H_i - \Delta_B \geq 0; \quad -Z_i + H_i - \Delta_H \geq 0, \quad (13.66)$$

де Δ_B, Δ_H – абсолютні значення верхнього і нижнього допусків в окремих точках споруди.

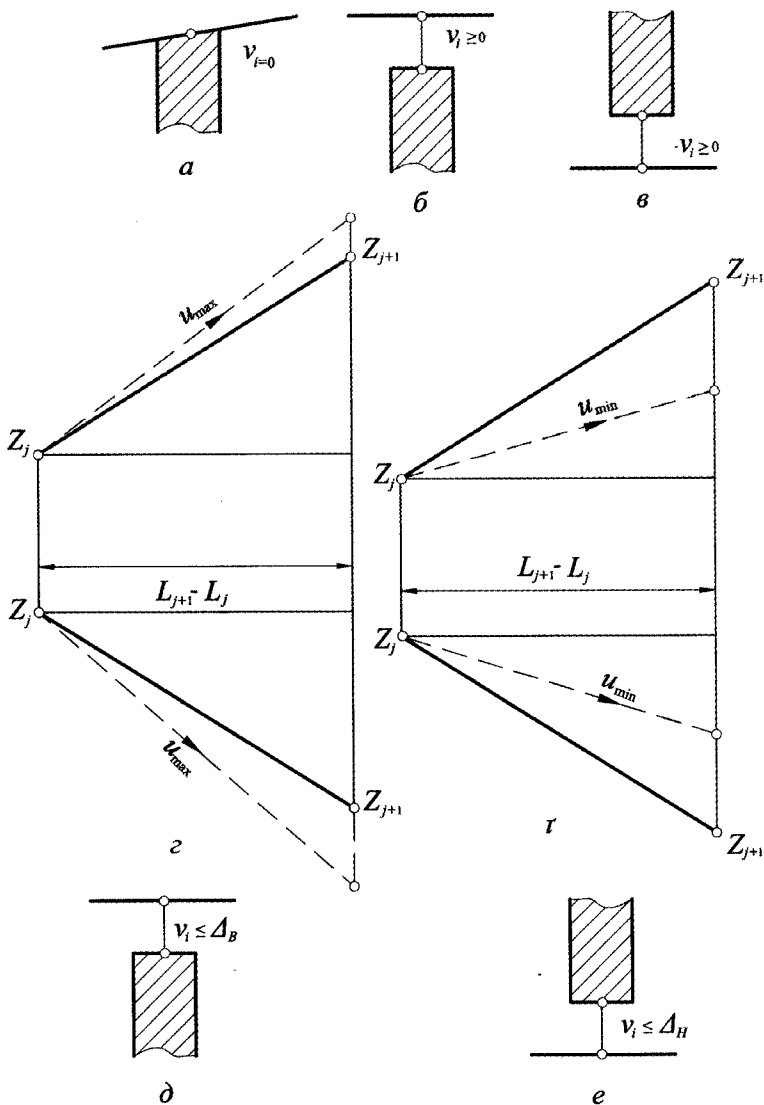


Рис. 13.27. Графічна інтерпретація системи обмежень на висотне положення проектної лінії

Наведена система обмежень забезпечує можливість розв'язування різних задач комп'ютерного проектування висотного положення споруд. Характер і кількість використовуваних обмежень залежить від виду об'єкта, стадії проектування і рівня інформаційної геодезичної підготовки споруди. Якщо обмеження (13.62-13.64) можна застосовувати тільки до небагатьох критичних точок, то обмеження (13.65) можуть встановлюватися для кожної ділянки між двома суміжними вершинами перелому проектного профілю. При укладанні каналізації, трубопроводів АЕС, підлог у цехах і т. п. значення проектних ухилів мають перевищувати мінімально допустимі u_{\min} , які забезпечують їх самоочищення (самопливом або спеціальним продуванням). Тому при проектуванні конкретних споруд вихідні дані повинні включати величини допустимих максимальних і мінімальних ухилів.

Особливе місце займає група обмежень (13.66), які встановлюють допустимі зміщення (редукції) точок споруд по висоті, наприклад, коли ці зміщення, що перевершують величину встановленого допуску, викликатимуть потребу в реконструкції фундаменту та інших опорних конструкцій споруд. Тому при рихтуванні висотного положення рейкових колій ліній метро на станціях, коли шпали зафіксовані у тілі бетону, величини рихтувань мають бути не тільки додатними, а й при цьому не перевищувати визначеного технологічного допуску Δ_B , наприклад, допустимої товщини підкладки під рейку. В інших місцях колії, де шпальні клітки укріплюють у баластовій призмі, необхідність введення таких обмежень відпадає.

Система обмежень (13.66) може бути використана, скажімо, при підготовці монтажного горизонту підвісної монорейкової дороги, підвісних кранів тощо. Вона ніби доповнює обмеження (13.62-13.64) з тією лише різницею, що перші обмежують величину максимальних робочих позначок, а другі встановлюють межу для того, щоби робочі позначки були більшими або дорівнювали нулеві.

13.2.2. Оптимізація положення колових конструкцій споруд та обладнання

Конструктивні елементи споруд і промислового обладнання часто розміщують по колу (баштові споруди, пам'ятники, телевежі, градирні, димарі, реактори АЕС і т. ін.). Для досягнення найбільшого спирання на фундамент положення колової конструкції необхідно узгодити з розмірами опорних площадок. У цьому випадку також доцільно скласти систему рівнянь поправок і розв'язати її при заданій цільовій функції та обмеженнях на величини зміщень.

Припустимо, що контур криволінійного елемента споруди задано коловою кривою з вихідним (робочим) наближеним центром O , а проектний (оптимальний) геометричний контур конструкції займає положення кола з центром O^0 (рис. 13.28, а). Нехай у точці O – робочому центрі конструкції – встановлено тахеометр, орієнтований по вихідному напрямку – осі x , яким виміряно полярні координати α_i, R_i поточних точок P_i на робочому контурі конструкції ($i = 1, 2, \dots, n$). Кожній такій точці робочого контуру відповідає точка P_i^0 проектного контуру, так що відстань $O^0 P_i^0 = R^0$, де R^0 – заданий проектний радіус контуру. Позначимо: $OO^0 = e$ – ексцентриситет робочого центра конструкції, що утворює з вихідним напрямком кут α_e . Величина V_i – зміщення (редукція) точки P_i в точку P_i^0 . Тоді за малістю e і V_i можна записати:

$$e \cos(\alpha_i - \alpha_e) + R^0 - R_i = V_i.$$

Наближеність цієї залежності визначається величиною $e_{\max} = \sqrt{2R^0 m_R} = R^0 \sqrt{2/T}$, де m_R, T – похибка визначення поправки і знаменник відносної похибки визначення радіуса кривої. Якщо $R = 25$ м і $T = 50\ 000$, то допустима величина ексцентриситету становить 158 мм.

Увівши позначення $e \cos \alpha_e = e_x$ та $e \sin \alpha_e = e_y$, після розгортання функції косинуса різниці азимутів отримаємо робоче рівняння поправок:

$$\cos \alpha_i e_x + \sin \alpha_i e_y + R^0 - R_i = V_i, \quad (13.67)$$

де e_x, e_y – проекції загального ексцентриситету e на осі прийнятої системи прямокутних координат.

Тут величини e_x та e_y – невідомі, які можна визначити, розв'язавши систему (13.67) методами МНК або МКП.

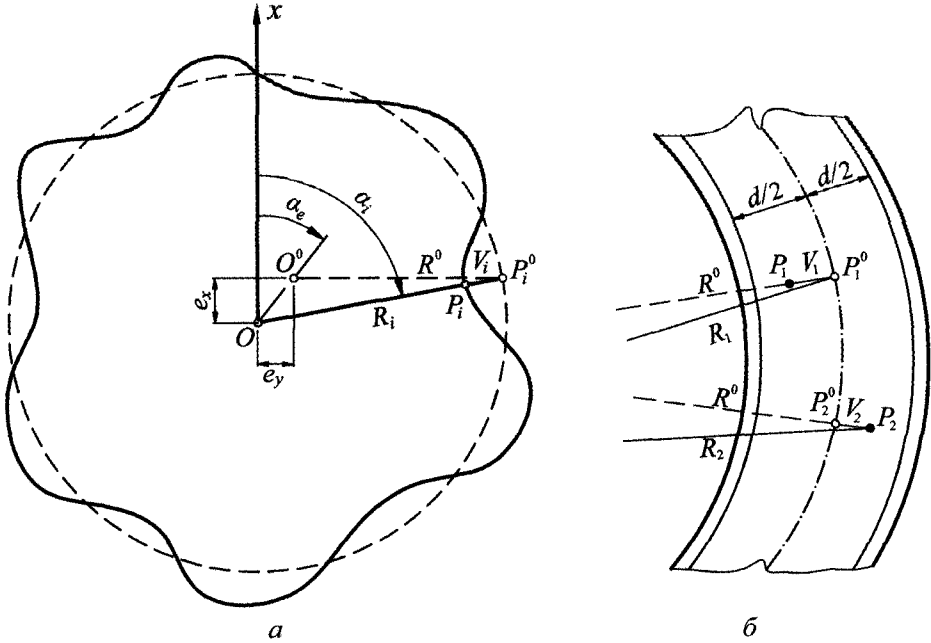


Рис. 13.28. Визначення оптимальних редуцій у колових спорудах:
а – принцип оптимізації; б – обмеження поправок

У методі найменших квадратів розв'язується система нормальних рівнянь:

$$[\cos^2 \alpha] e_x + [\cos \alpha \sin \alpha] e_y + [l \cos \alpha] = 0;$$

$$[\cos \alpha \sin \alpha] e_x + [\cos^2 \alpha] e_y + [l \cos \alpha] = 0;$$

$$l_i = R^0 - R_i.$$

За значеннями e_x та e_y легко знайти положення оптимального (проектного) центра O^0 конструкції способом прямокутних або полярних координат за кутовим і лінійним елементами ексцентриситету:

$$\alpha_e = \arctg(e_y / e_x); \quad e = \sqrt{e_x^2 + e_y^2}.$$

Величина α_e змінюється від 0 до 360° і визначається за знаками e_x та e_y відповідно до загальновідомих правил геодезії.

Оцінювання точності визначення e_x і e_y здійснюють за допомогою вагових коефіцієнтів за відомою методикою, коли спочатку визначають середню квадратичну похибку одиниці ваги, потім похибки проєкцій ексцентриситету й похибки їх функцій, тобто похибки загального ексцентриситету та його азимута.

Підставляючи значення e_x та e_y у формулу (13.67), знайдемо поправки у радіальне положення точок P_i споруди. Якщо V_i – величина додатна, тоді точка фактичного контуру зміщується назовні уздовж радіуса, якщо від’ємна, то усередину.

Метод оптимізації однаковою мірою придатний як для апроксимації контуру споруди малого і великого радіусів, так і для вивчення деформацій колових споруд [108]. Планове положення точок робочого контуру визначають переважно в системі прямокутних координат x та y . Тому R_i визначають за координатами як віддалення точки від робочого центра конструкції.

Приклад розв’язання задачі наведено у табл. 13.12.

Таблиця 13.12

Оптимізація положення точок колового опорного контуру ($R^0 = 17700$ мм)

№ точки контуру	Вимірний радіус R , мм	Азимут α	$\cos \alpha$	$\sin \alpha$	$l = R^0 - R$, мм	V , мм
1	17 686	105° 28'	-0,267	0,964	14	27,3
2	17 676	74 23	0,269	0,963	24	23,4
3	17 671	60 07	0,498	0,867	29	21,8
4	17 661	44 56	0,708	0,706	39	25,3
5	17 621	29 50	0,867	0,497	79	59,7
6	17 628	15 29	0,964	0,267	72	48,7
7	17 642	344 27	0,963	-0,268	58	31,2
8	17 667	330 08	0,867	-0,498	33	7,2
9	17 664	314 53	0,706	-0,708	36	13,0
10	17 684	299 36	0,494	-0,869	16	-2,6
11	17 676	285 36	0,264	-0,963	24	10,7
12	17 639	254 35	-0,266	-0,964	61	61,6
13	17 643	240 15	-0,496	-0,868	57	64,2
14	17 665	224 57	-0,708	-0,706	35	48,8
15	17 690	209 48	-0,868	-0,497	10	-15,6
16	17 710	195 26	-0,964	-0,266	-10	15,0
17	17 715	164 30	-0,964	0,267	-15	11,8
18	17 708	150 10	-0,867	0,497	-8	17,8
19	17 688	134 57	-0,706	0,708	12	35,0
20	17 682	119 43	-0,496	0,868	18	36,6
$n = 20$	$\bar{R} = 17 671$	–	–	–	–	$[V] = 540,9$

Із нормальних рівнянь

$$9,992e_x - 0,007e_y + 260,19 = 0;$$

$$-0,007e_x = 9,931e_y - 65,91 = 0$$

отримаємо: $e_x = -26,0$; $e_y = 6,6$; $e = 26,8$ мм, $\alpha_e = 166,1^\circ$.

Похибка одиниці ваги $m_R = \sqrt{[VV]/(n-2)} = \sqrt{23246/18} = 35,9$ мм.

Як можна було очікувати, сума поправок не дорівнює нулеві, як це традиційно буває в задачах врівноваження геодезичних мереж, оскільки тут для обчислення вільних членів рівнянь поправок використовується фіксоване значення проектного радіуса R^0 , що виконує роль обмежувача. В цьому і полягає перевага застосування МНК для розв'язування задач "габаритних наближень" при одному обмеженні. Але, якщо R^0 визначати як невідоме апроксимоване значення \bar{R} (поряд з e_x та e_y) із трьох нормальних рівнянь:

$$[\cos^2 \alpha]e_x + [\cos \alpha \sin \alpha]e_y + [\cos \alpha]\bar{R} - [R \cos \alpha] = 0;$$

$$[\cos \alpha \sin \alpha]e_x + [\sin^2 \alpha]e_y + [\sin \alpha]\bar{R} - [R \sin \alpha] = 0;$$

$$[\cos \alpha]e_x + [\sin \alpha]e_y + n\bar{R} - [R] = 0,$$

то сума поправок дорівнюватиме нулеві, але ці поправки не можуть служити редукаціями для зміщення контрольних точок на коло проектного радіуса.

Для колового крана з нерівномірним (вибірковим) розташуванням представницьких точок іздової балки доктор техн. наук К. О. Бурак [47] запропонував ітераційний алгоритм з такою послідовністю обчислень:

$$x_c = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i; \quad y_c = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i; \quad R_i = \sqrt{(x_i - e_x)^2 + (y_i - e_y)^2}; \quad \bar{R} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_i;$$

$$\cos \alpha_i = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{x_i - e_x}{R_i}; \quad \sin \alpha_i = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{y_i - e_y}{R_i};$$

$$e_x = x_c - \bar{R} \cos \alpha_i; \quad e_y = y_c - \bar{R} \sin \alpha_i.$$

Кожна ітерація починається з уточнення величин радіуса R_i і закінчується визначенням e_x, e_y з контролем допустимого розходження між ними.

Описані процедури оптимізації положення колових кривих придатні для вивірення полярних кранів АЕС з реакторами ВВЕР-1000, опорних контурів підвісних стель або сферичних оболонок у цивільних спорудах, де часто виникає необхідність врахування положення анкерів кріплення конструкцій, які формально розташовуються в зоні завширшки d (див. рис. 13.28, б). Щоб забезпечити максимальне наближення анкерів до будівельної осі опорного контуру, на величини всіх поправок треба накласти двостороннє (модульне) обмеження $|V_i| \leq d/2$ (тут d – ширина робочої зони розташування анкерів). У розкритій формі воно передається модулем

рівняння поправок (13.67). Тому в цьому випадку задача розв'язується МКП з цільовою функцією суми квадратів поправок та n -модульними обмеженнями. В місцях, де поправки перевищують заданий допуск, опорний контур підлягає реконструкції.

У кільцевих кранах (рис. 13.29) з двома коловими кривими радіусом R_1 і $R_2 = R_1 + b$ (b – колісна база крану) контрольні точки P_{1i} і P_{2j} ($j > i$) вибирають з різним інтервалом і координують їх з будь-якої станції тахеометра (краще, якщо вона розміщена ближче до центра кривих), чим спрощується методика опрацювання вимірів. Після обчислення фактичних величин радіусів R_{1i}, R_{2j} та їх азимутів α_{1i}, α_{2j} складається система рівнянь поправок:

$$\cos \alpha_{1i} e_x + \sin \alpha_{1i} e_y + (R_1 - R_{1i}) = V_{1i};$$

$$\cos \alpha_{2i} e_x + \sin \alpha_{2i} e_y + (R_2 - R_{2i}) = V_{2i},$$

яка для визначення e_x і e_y розв'язується за МНК або МКП з відповідними обмеженнями. Підставивши їх у рівняння поправок, визначають поправки V_{1i} і V_{2i} ($i = 1, 2, \dots, n$), сума яких у МНК має дорівнювати нулеві.

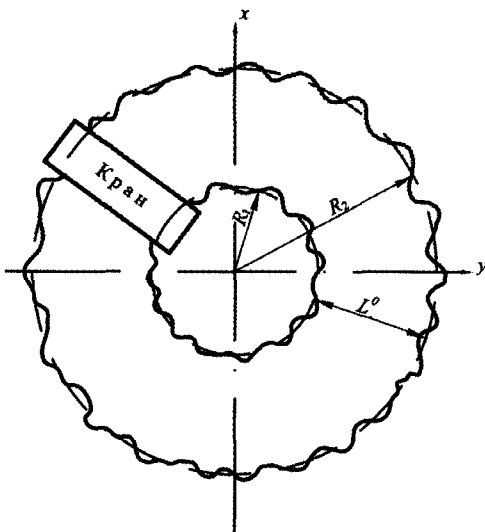


Рис. 13.29. Схема кільцевого крана

13.2.3. Оптимізація положення еліптичної та параболічної кривих

У практиці будівництва цивільних та промислових установок зустрічаються конструкції еліптичної та параболічної форм, які також отримують деформаційні зміщення під час їх монтажу та експлуатації.

Еліптична крива теоретично описується рівнянням

$$y_i^0 = b\sqrt{1 - (x_i^0/a)^2},$$

де a, b – півосі еліпса.

Якщо внаслідок геодезичного контролю репрезентативних точок P_i еліптичної конструкції отримано їх координати x_i та y_i ($i = 1, 2, \dots, n$), то для отримання півосей апроксимованого еліпса можна скласти рівняння поправок:

$$-x_i^2 M + b^2 - y_i^2 = \delta_i; \quad M = b^2/a^2.$$

Розв'язуючи цю систему рівнянь поправок за МНК, із нормальних рівнянь

$$[x^4]M - [x^2]b^2 + [x^2 y^2] = 0;$$

$$-[x^2]M + nb^2 - [y^2] = 0$$

можна визначити M і b^2 , а за ними b та $a = b/\sqrt{M}$. Після цього визначаються апроксимовані ординати еліпса і поправки (редукції) для зміщення реальних точок об'єкта на еліптичну криву:

$$y_i^0 = b\sqrt{1 - (x_i/a)^2}; \quad V_i = y_i^0 - y_i.$$

Якщо на величину поправки в якій-небудь точці еліпса необхідно накласти обмеження, то задача розв'язується МКП з обмеженням:

$$b\sqrt{1 - (x_i/a)^2} - y_i \leq V^{\text{доп}}.$$

Для **конструкції параболічної форми**, яка математично описується рівнянням $y_i^0 = \sqrt{2px_i^0}$, де p – параметр, апроксимаційне рівняння поправок має вигляд:

$$x_i p - y_i^2 / 2 = \delta_i.$$

Аналогічно попередньому з одного нормального рівняння легко отримати величину параметра і редукції:

$$p = [xy^2] / 2[xx]; \quad V_i = \sqrt{2px_i} - y_i,$$

за якими оцінюється якість формування конструкції та виправляється її кривина. Зауважимо, що отримане значення параметра може різнитися з теоретичним, а виправлена форма не збігатиметься з проектною. Щоб уникнути цього, поправки V_i треба визначати за теоретичним значенням параметра. Для накладання обмежень на величини поправок використовується МКП.

Дану методику доцільно застосовувати для контролю геометрії параболічних секцій мостових арок (див. гл. 9) у профілі, відображаючи її форму реальними координатами точок $x_i, H_i (i = 1, 2, \dots, n)$. Для широких арок вимірювання проводять на всіх характерних поясах ярки на одних і тих же поперечниках, що спрощує опрацювання даних. Увівши позначення $D_i = 4(x_m - x_i)x_i / x_m^2$, легко скласти рівняння поправок $V_i = D_i h_m - H_i$ для аплікату і з одного нормального рівняння знайти апроксимоване значення стрілки кривини $h_m = [DH] / [DD]$.

13.2.4. Вивіряння планово-висотного положення машин неперервного литва заготовок

Криволінійні машини неперервного литва заготовок (МНЛЗ) призначені для отримання слябів. Технологічна лінія розливання металу “базова стінка кристалізатора – кінець прямої ділянки рольганга” включає вертикальні колоду і перехідну криві та горизонтальну частину рольганга (рис. 13.30). Заготовка рідкого металу, яка виходить із кристалізатора вкритою зверху тонкою кіркою, подається на нижні ролики колової кривої радіуса R (8-12 м), де вона охолоджується і формується стисканням зверху трьома технологічними шаблонами такої ж кривини. Далі зливков надходить на клотоїдну криву, яка забезпечує йому поступову зміну форми від криволінійної до прямолінійної без порушення кристалічної структури металу.

МНЛЗ включає до 50-ти роликів різного діаметра (200-400 мм), осі яких мають бути нормальними до осі прокатки, а твірні їх циліндрів строго розташовуватися на кривих і прямих. Але в процесі експлуатації в обладнанні виникають деформації і порушуються встановлені геометричні умови, що вимагає виконання високоточних геодезичних вимірювань для визначення і виправлення планово-висотного положення роликів.

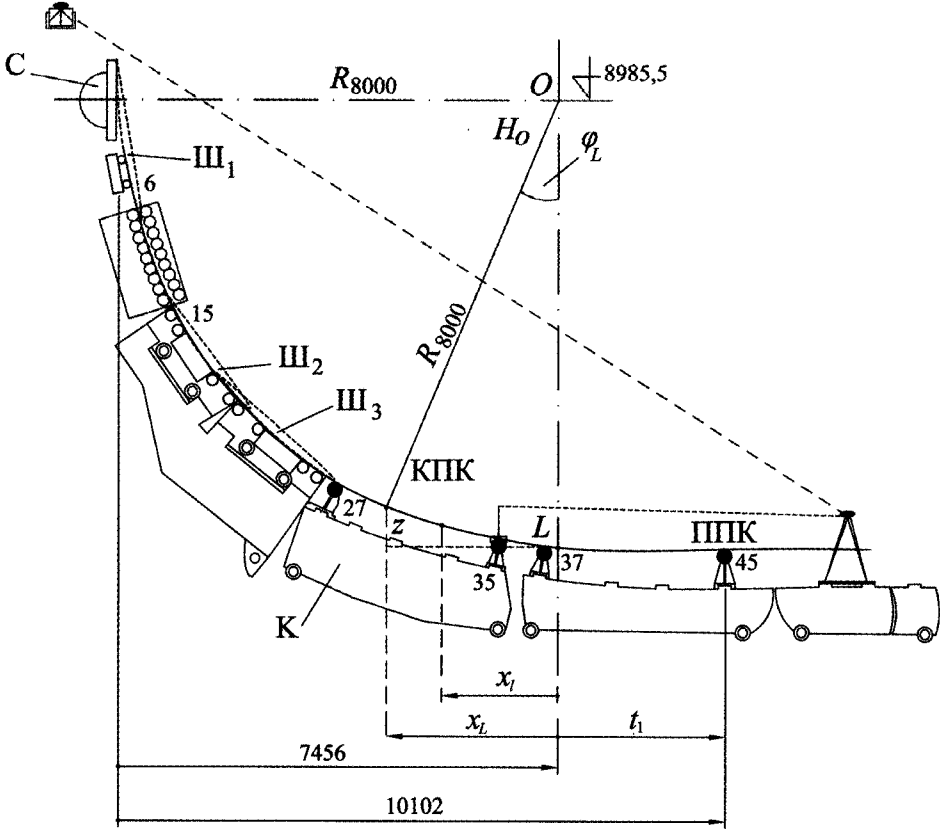


Рис. 13.30. Конструктивні елементи МНЛЗ:

1-41 – ролики; Ш₁, Ш₂, Ш₃ – робочі шаблони; К, С – корпус і стінка кристалізатора

Для прискорення цих робіт контролю підлягають не всі ролики, а тільки базові, наприклад, 1, 4, 6, 10, 15, 27, 35, 37 і 45, які потім служитимуть опорними для вивірювання проміжних роликів за допомогою шаблонів. Згідно з технічними умовами осі базових роликів (як і їх діаметри) на кривих повинні бути визначені з похибкою 0,2 мм відносно проекту.

Планово-висотне положення роликів контролюється високоточним електронним тахеометром з робочої станції, розташованої на прямолінійній частині рольганга. Прилад орієнтують за технологічною віссю при наведенні зорової труби на осьові риски, зафіксовані на торці кристалізатора. Для забезпечення стабільності положення тахеометра станцію спостережень необхідно обладнати пунктом для примусового центрування.

Спостереження проводять на спеціальну марку (див. рис. 6.31) з призмовою опорою, у верхній частині якої розташована стандартна втулка для закріплення трипельпризми рефлектора в оправі. На краях оправі нанесено осьові риси (підсвітні марки) для однозначного наведення труби тахеометра при вимірюванні відстані та кутів. Положення марки на ролику контролюється: в плані – за маркувальними рисками на призмовій опорі, а по вертикалі – за допомогою циліндричного рівня ($\tau = 40-60''$). Для наведення марки на прилад рефлектор обертається навколо вертикальної та горизонтальної осей. Правильність наведення контролюється за допомогою цілика, розташованого на оправі рефлектора.

Відстані вимірюють з похибкою до 0,1 мм, горизонтальні напрями – до 1,5-2'' і зенітні кути – до 3-5''. Вимірювання проводять у 4-6 прийомів, але з метою контролю положення осі ролика половину прийомів виконують при одному положенні ролика, а другу – при повернутому на 180° . Тому для оперативності вимірів необхідно мати не менше двох призмових марок.

Результати вимірів оброблюють окремо по групах для першого та другого положення роликів і за середніми даними обчислюють планові координати осі та позначки кожного ролика (відносно базової стінки кристалізатора) із врахуванням константи вертикальної бази призмової марки на даній точці й радіуса ролика.

За різницями координат і позначок лівої та правої точок ролика визначаються кути негоризонтальності та неперпендикулярності осі ролика до технологічної осі.

Система приведення опорних роликів машини на колову і перехідну криві практично не вимагає оптимізації, оскільки твірні роликів підводяться під шаблон. Для цього у проектне положення приводяться тільки базові ролики (див. рис. 13.30) за горизонтальною V_x і вертикальною V_z редукціями, які визначаються за вимірними координатами осі ролика з використанням таких формул:

$$V_x = V_R \sin \gamma; \quad V_y = V_R \cos \gamma; \quad V_R = S - (R^0 - d/2);$$

$$S = \sqrt{(R^0 - x)^2 + (H^0 - H)^2}; \quad \text{tg} \gamma = (R^0 - x)/(H^0 - H),$$

де V_R – редукція ролика вздовж радіуса кривої; x, H, d – вимірні абсциса і позначка осі ролика та його діаметр; $S = OO_r$ – реальна відстань від центра кривої до осі ролика; γ – центральний кут на осі ролика.

На ділянку перехідної кривої завдовжки $L \approx R^0$ потрапляє переважно три базових ролики (35, 37 і 45), елементи рихтування яких визначаються із врахуванням змінної кривини клотоїди. Для цього за прийнятою довжиною L клотоїди треба обчислити кут $\varphi_L = 180^\circ L / \pi R^0$ і параметри t_1, x_L, z_L (див. п. 5.14.3) для визначення планового і висотного положення ППК за величинами:

$$x_{\text{ППК}} = R^0 + t_1; \quad z_{\text{ППК}} = H_0 - (R^0 \cos \varphi_L + z_L).$$

Проектні позначки z_l проміжних точок на твірних обчислюють за віддаленнями $x_l \approx x_r$ осі ролика від ППК:

$$z_l = z_{\text{ППК}} + \frac{l^3}{6R^0L} \left(1 - \frac{l^2}{56R^0L} \right); \quad l \approx x_r \sqrt{\left[1 - \frac{x_r^4}{40(R^0L)^2} \right]}.$$

Остання формула наближена і тому величину l треба обчислювати методом ітерацій, а потім за нею визначати проектну абсцису x_l та кут φ_l (див. п. 5.14.3), що дасть змогу обчислити загальну редукцію та її проєкції на осі координат:

$$V_\rho = \sqrt{V_x^2 + V_y^2}; \quad V_x = x_r - x_l - r \sin \tau_l; \quad V_z = z - H_r - r \cos \tau_l.$$

При цьому вектор загальної редукції скерований у напрямі радіуса кривини клоїди, а додатна величина V_x – у напрямі до ППК.

У процесі виправлення ролика спочатку зміщують по горизонталі, а потім по вертикалі, підкладаючи під опори відповідні прокладки з контролем верху ролика нівеліром за проектною позначкою $H_b = H_r + V_z + r \cos \tau_l$. Ефективніший спосіб – зміщення роликів тільки по горизонталі на величину

$$\bar{V}_x = x_r - \bar{x}_l - r \sin \bar{\tau}_l,$$

де \bar{x}_l – абсциса точки контакту зміщеного ролика з клоїдою на проектній позначці $\bar{z}_l = H_r + r \sin \bar{\tau}_l$.

Для цього необхідно методом ітерацій підібрати довжину кривої \bar{l} , обчислити за нею абсцису \bar{x}_l і кут $\bar{\tau}_l$, а потім обчислити \bar{V}_x .

Під час рихтування лінії необхідно контролювати, щоб початковий ролик l кривої, який примикає до стінки кристалізатора, точно розміщувався в проектному положенні, а також стосовно передньої стінки кристалізатора і шаблона.

Для забезпечення оперативності рихтувальних робіт заздалегідь складається схема редукцій у плані та профілі, а після їх завершення – виконавча схема планово-висотного положення відрихтованих роликів з аналізом відхилень і загальним оцінюванням точності робіт.

13.3. Оптимізація при вивірянні плоских конструкцій

13.3.1. Вимірювання нахилу фундаментів споруд та обладнання

Будівництво й експлуатація великих споруд і промислових установок вимагають постійного геодезичного нагляду за їх деформацією для своєчасного виявлення нахилів (кренів) фундаментів валів машин, трансмісій, конвєсрів і т. п. Звичайно для вимірювання осідань фундаментів машин осідальні марки і репери закладають по контуру споруди за симетричною схемою (3, 4, 6, 8, 12 штук), що спрощує методику визначення нахилів. Така схема закладання реперів характерна для споруд баштового типу – димарів, телевеж, градирень, прямокутних фундаментів великих машин тощо. Великі промислові установки розміщують на фундаментах складної конфігурації, що вимагає розроблення простих і разом з тим надійних методів визначення нахилів фундаментів за результатами нівелювання контрольних реперів та їх зв'язку з даними вимірювання кренів.

Припустимо, що у фундаменті споруди довільно закладено систему осідальних марок (реперів) так, що відомі їх планові координати x_i, y_i , позначки H_{0i} та H_{ji} з нівелювання в 0-му та j -му циклах відповідно ($i = 1, 2, \dots, n$; $j = 0, 1, 2, \dots, m$),

де n, m – відповідно кількість контрольних марок і циклів спостережень. Осідання $s_{ji} = H_{ji} - H_{0i}$ характеризує вектор вертикального переміщення репера стосовно нульового (початкового) циклу: при додатному значенні осідання споруда піднімається, при від'ємному — опускається.

Розглядаючи фундамент у межах досліджуваної зони як жорстку систему, за значеннями H_{0i} та H_{ji} можна визначити відносне переміщення і нахили площин апроксимації, які відображують висотне положення системи осідальних реперів двох циклів. Якщо один із осідальних реперів системи взяти за вихідний, то параметри площин можна визначити з рівнянь поправок:

$$H_0^0 + z_0^0 + (X_i^0 - X_0^0)u_x^0 + (Y_i^0 - Y_0^0)u_y^0 - H_{0i} = V_{0i};$$

$$H_0 + z_0 + (X_i - X_0)u_x + (Y_i - Y_0)u_y - H_{ji} = V_{ji},$$

де X_i^0, Y_i^0, H_i^0 та X_i, Y_i, H_i – відповідно просторові координати осідальних марок у вихідному та робочому циклах; X_0^0, Y_0^0, H_0^0 та X_0, Y_0, H_0 – просторові координати марок, взятих за початок координат систем; z_0^0 і z_0 – висоти площин над вихідною осідальною маркою; u_x^0, u_y^0 та u_x, u_y – відповідно ухили площин по осях координат відносно початків координат; H_i^0 та H_i – позначки контрольних марок, отримані в 0-му та робочому циклах; V_i^0 та V_i – відхилення марок від площин апроксимації у двох циклах спостережень.

Якщо взяти центральні координати марок відносно центрів ваг систем, то рівняння поправок матимуть вигляд:

$$z_0^0 + x_i^0 u_x^0 + y_i^0 u_y^0 - h_i^0 = V_i^0;$$

$$z_0 + x_i u_x + y_i u_y - h_i = V_i.$$

Різниця між цими рівняннями визначає взаємне зміщення апроксимаційних площин для кожної марки, а саме:

$$(z_0 - z_0^0) + x_i(u_x - u_x^0) + y_i(u_y - u_y^0) - (h_i - h_i^0) = V_i - V_i^0 = \bar{s}_i.$$

Увівши позначення

$$z_0 - z_0^0 = \Delta z_0; \quad u_x - u_x^0 = \Delta u_x; \quad u_y - u_y^0 = \Delta u_y; \quad h_i - h_i^0 = \Delta h_i,$$

вертикальні зміщення площини апроксимації двох циклів записуються остаточно так:

$$\Delta z_0 + x_i \Delta u_x + y_i \Delta u_y - \Delta h_i = \bar{s}_i; \quad i = 1, 2, \dots, n. \quad (13.68)$$

Нормальні рівняння мають вигляд:

$$n \Delta z_0 + [x] \Delta u_x + [y] \Delta u_y - [\Delta h] = 0;$$

$$[x] \Delta z_0 + [xx] \Delta u_x + [xy] \Delta u_y - [x \Delta \Delta] = 0;$$

$$[y] \Delta z_0 + [xy] \Delta u_x + [yy] \Delta u_y - [y \Delta \Delta] = 0,$$

звідки знайдемо величини

$$\Delta u_x = \frac{1}{D}([x\Delta\Delta][yy] - [y\Delta\Delta][xy]); \quad \Delta u_y = \frac{1}{D}([y\Delta\Delta][xx] - [x\Delta\Delta][xy]);$$

$$\Delta z_0 = \frac{[\Delta h]}{n}; \quad D = [xx][yy] - [xy]^2, \quad (13.69)$$

а за ними – загальний ухил взаємного розташування площин та його азимут:

$$\Delta u_m = \sqrt{\Delta u_x^2 + \Delta u_y^2}; \quad \alpha_m = \arctg(\Delta u_y / \Delta u_x). \quad (13.70)$$

Величина Δz_0 характеризує перевищення апроксимаційної площини над рівнем центра ваги. Цим створюється можливість простого аналізу динаміки площини від циклу до циклу.

Підставляючи значення $\Delta z_0, \Delta u_x, \Delta u_y$ у формулу (13.68), знайдемо узагальнені вертикальні зміщення \bar{s}_i для оцінювання ступеня зближення апроксимаційних площин на контрольних марках. Для цього визначасмо похибки:

$$m_{\bar{s}} = \sqrt{\frac{[ss]}{n-3}}; \quad m_{\Delta z_0} = \frac{m_{\bar{s}}}{\sqrt{n}}; \quad m_{\Delta u_x} \approx \frac{m_{\bar{s}}}{\sqrt{[xx]}}; \quad m_{\Delta u_y} \approx \frac{m_{\bar{s}}}{\sqrt{[yy]}};$$

$$m_{\Delta u_m} \approx \sqrt{\left(\frac{\Delta u_x}{\Delta u_m} m_{\Delta u_x}\right)^2 + \left(\frac{\Delta u_y}{\Delta u_m} m_{\Delta u_y}\right)^2}; \quad m_{\alpha_m} \approx \frac{\sin 2\alpha_m}{2} \rho^\circ \sqrt{\left(\frac{m_{\Delta u_x}}{\Delta u_x}\right)^2 + \left(\frac{m_{\Delta u_y}}{\Delta u_y}\right)^2}.$$

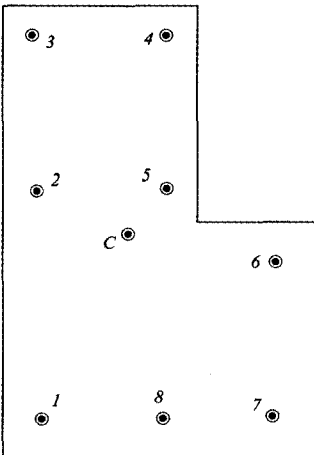
Приклад дослідження нахилу фундаменту за результатами прецизійного нівелювання восьми осідальних реперів (рис. 13.31) у двох циклах наведено в табл. 13.13. Внаслідок опрацювання даних отримано:

$$X_c = 4; \quad Y_c = 4,25; \quad [xx] = 126; \quad [xy] = -30; \quad [yy] = 91,5; \quad [h] = 1,39; \quad [xh] = 26,14;$$

$$[yh] = -22,83; \quad \Delta z_0 = 1,39/8 = 0,17 \text{ мм}; \quad \Delta u_x = -0,1606; \quad \Delta u_y = 0,1969; \quad \Delta u_m =$$

$$= 0,2540 \text{ мм/м}; \quad \alpha_m = 309^\circ 12'; \quad [ss] = 34,91; \quad m_s = 2,64; \quad m_{\Delta z_0} = 0,93 \text{ мм}; \quad m_{u_m} =$$

$$= 0,26 \text{ мм/м}; \quad m_{\alpha_m} = 58^\circ.$$



Порівняння азимута максимального нахилу з різницею позначок підтверджує, що максимальний підйом площини відбувається по лінії, що з'єднує 7-й і 2-й репері.

За різницями величин $\Delta z_0, \Delta u_x, \Delta u_y, \Delta u_m, \alpha_m$ у різних циклах спостережень можна визначити ступінь загального осідання споруди і зміни її нахилів у часі. При значних змінах висот контрольних реперів апроксимаційні площини доцільно розраховувати окремо для кожного циклу, особливо тоді, коли вони мають різні нахили. Для аналізу нелінійних змін осідань можна користуватися рівнянням поверхні другого порядку [32].

Рис. 13.31. Розташування осідальних марок фундаменту

Визначення нахилу фундаменту

№ марки	Позацентрові координати, м		Центральні координати, м		Позначки марок у циклах, мм		Різниця позначок $h = H_2 - H_1$, мм	Зміщення \bar{s} , мм
	X	Y	x	y	H ₁	H ₂		
1	0	0	-4	-4,25	0,00	0,50	0,50	-0,52
2	5	0	1	-4,25	12,80	13,92	1,12	-1,94
3	10	0	6	-4,25	14,75	16,65	1,90	-3,53
4	10	6	6	1,75	7,30	8,06	0,76	-1,21
5	5	6	1	1,75	3,82	4,02	0,20	0,16
6	2	8	-2	3,75	78,39	77,64	-0,75	1,98
7	0	8	-4	3,75	58,64	57,32	-1,32	2,87
8	0	6	-4	1,75	18,62	17,60	-1,02	2,18
Σ	32	34	0	0	194,32	195,71	1,39	-0,01

У спорудах заввишки до 50 м нахили фундаментів порівнюють з їх креном та напрямком (хоча тісного функціонального зв'язку між цими величинами у спорудах баштового типу немає, особливо у димарях і вежах), що дозволяє надійно оцінювати стан споруд. Для цього використовують такі залежності:

$$u_{m_1-2} = \frac{k_2 u_{m_2} - k_1 u_{m_1}}{k_{12}} = \sqrt{u_{m_1}^2 + u_{m_2}^2 - 2u_{m_1}u_{m_2} \cos(\alpha_{m_2} - \alpha_{m_1})};$$

$$k_{1-2} = \sqrt{k_1^2 + k_2^2 - 2k_1k_2 \cos(\alpha_{m_2} - \alpha_{m_1})};$$

$$\alpha_{m_1-2} = \arctg \frac{u_{m_1} \sin \alpha_{m_1} - u_{m_2} \sin \alpha_{m_2}}{u_{m_1} \cos \alpha_{m_1} - u_{m_2} \cos \alpha_{m_2}},$$

а для визначення крену:

$$k_{x_{1-2}} = h(u_{m_1} \cos \alpha_{m_1} - u_{m_2} \cos \alpha_{m_2}) = k_2 \cos \alpha'_{m_2} - k_1 \cos \alpha'_{m_1};$$

$$k_{y_{1-2}} = h(u_{m_1} \sin \alpha_{m_1} - u_{m_2} \sin \alpha_{m_2}) = k_2 \sin \alpha'_{m_2} - k_1 \sin \alpha'_{m_1};$$

$$\alpha'_{m_1-2} = \arctg \frac{k_{y_{1-2}}}{k_{x_{1-2}}}; \quad k_{1-2} = \sqrt{k_x^2 + k_y^2} = hu_{m_1-2},$$

де h – висота споруди; $u_{m_1}, u_{m_2}, \alpha_{m_1}, \alpha_{m_2}$ – загальні ухили та їх азимути; $k_1, k_2, \alpha'_{m_1}, \alpha'_{m_2}$ – загальні крени та їх азимути у першому і другому циклах.

Таким чином, за результатами спільного дослідження осідань фундаментів і крену споруд можна визначити складову крену, викликану впливом таких факторів, як сонячне і технологічне нагрівання, вітер, деформація вузлів з'єднання конструкцій і т. п. У залежності від умов, матеріалу споруд і величини відхилення його від

вертикалі залишкова величина крену та його напрямок можуть бути постійними і змінними. Найбільша варіація величини і напрямку крену характерна для строго вертикальних споруд, тоді як у спорудах з великим креном спостерігається більша стабільність напрямку, ніж величини крену. Досвід показує, що в спорудах баштового типу (димарі, телевежі, ректифікаційні колони) крен як функцію висоти доцільно апроксимувати поліномом другого ступеня:

$$k = ah^2 + bh + c,$$

де a, b, c – коефіцієнти регресії, які визначаються МНК; h – висота споруди.

13.3.2. Визначення оптимального положення площини монтажного горизонту

Задачі визначення оптимальної оформлювальної площини робочого горизонту в будівельно-монтажному виробництві і машинобудуванні внаслідок одностороннього напрямку поправок є задачами лінійного програмування, у яких цільова функція (13.2) розв'язується при обмеженнях

$$\begin{aligned} Z_0 + X_i u_x + Y_i u_y - H_i &\geq 0; \\ Z_0 + X_i u_x + Y_i u_y - H_i &\leq 0 \end{aligned} \quad (13.71)$$

відповідно для задач “нارощування і зрізання” опорних конструкцій. Крім цих обмежень, можуть і звичайно накладаються додаткові обмеження:

$$Z_0 \geq Z_0^{\text{доп}}; \quad |u_x| \leq u_x^{\text{доп}}; \quad |u_y| \leq u_y^{\text{доп}}$$

на положення площини у початковій точці та її допустимі ухили. Аналогічні обмеження можна накласти на позначку (рівень) площини та її мінімальні ухили, тобто

$$Z_0 \leq Z_0^{\text{доп}}; \quad |u_x| \geq u_x^{\text{доп}}; \quad |u_y| \geq u_y^{\text{доп}}.$$

Перше додаткове обмеження систем використовується дуже рідко, за винятком випадку, коли шукана площина має пройти через яку-небудь критичну точку, наприклад, $K(X_k, Y_k, H_k)$. Тоді використовується обмеження-рівність:

$$Z_0 + X_k u_x + Y_k u_y - H_k = 0.$$

Очевидно, при наявності трьох критичних точок оптимальна площина проходить через ці точки і всі інші обмеження відпадуть.

Якщо ухили $u_x = u_y = 0$, то згідно з обмеженнями (13.71) приходимо до поширеного в практиці методу підготовки монтажного горизонту за найбільшою або найменшою позначкою точок опорних конструкцій. Тому загальне рішення може використовуватися в багатьох практичних задачах геодезичного забезпечення у будівництві, наприклад, для визначення висотного положення монтажного горизонту похилих конструкцій, укладання рейок підкранових колій, панелей у великопанельному будівництві, каркасів колон багатопверхових будинків, опорної частини фундаментів, установки машин технологічного устаткування тощо. Варто підкреслити, що при такій постановці задачі доцільно користуватися МЛП.

Для ілюстрації викладеного розв'яжемо задачу визначення оптимальної позначки монтажного горизонту оголовків колон кроком 6 м. За початок центральних координат прийнемо точку перетину головних осей (рис. 13.32), де біля кожної точки внизу вказано умовні фактичні позначки оголовків колон (відносно горизонту 0,900 м) у міліметрах, а вгорі — оптимальні позначки, знайдені МЛП.

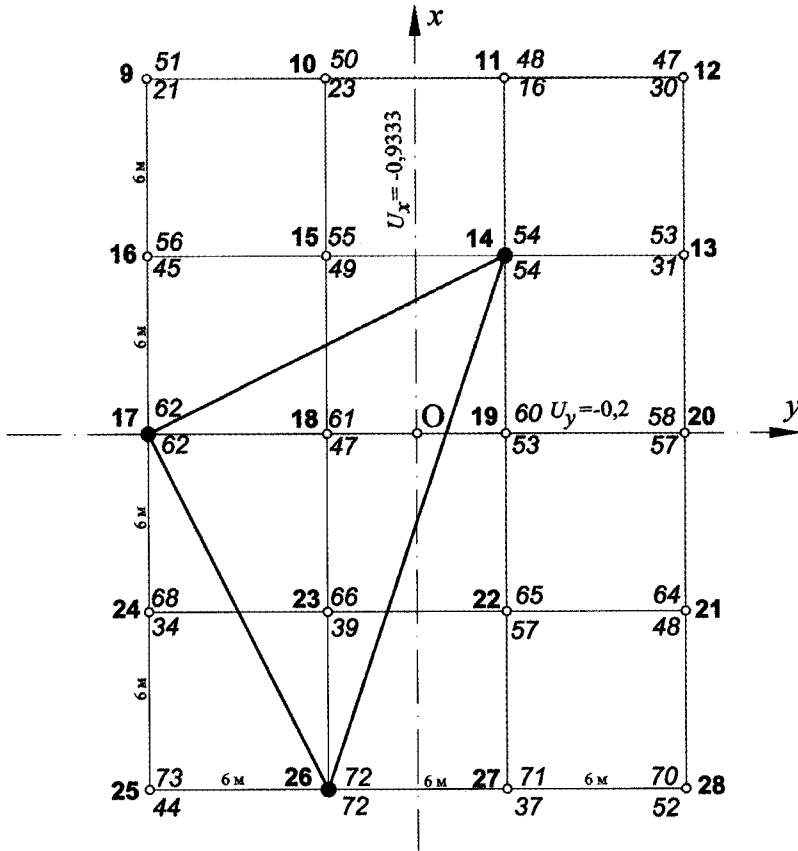


Рис. 13.32. Приклад оптимального визначення позначок монтажного горизонту

Вихідна система обмежень, цільова функція, проектні позначки z_i і товщини t_i підкладок для вирівнювання площини монтажного горизонту відображені в табл. 13.14. Параметри контактної площини визначено з екстремальних обмежень (для точок 14, 17 і 26 відповідно):

$$Z_0 + 6u_x + 3u_y - 54 \geq 0;$$

$$Z_0 + 0u_x - 9u_y - 62 \geq 0;$$

$$Z_0 - 12u_x - 3u_y - 72 \geq 0,$$

а саме: $Z_0 = 62,2$ мм; $u_x = -0,9333$; $u_y = -0,2000$. Для обчислення проектних позначок відстані взято у метрах. Шукана площина проходить дотичною в точках 14, 17 і 26, що мають відповідно позначки 54; 62 і 72 мм, в яких $t = 0$.

Визначення оптимальної площини істотно спрощується, якщо відоме положення трьох критичних точок A, B, C з координатами X_k, Y_k, H_k ($k = 1, 2, 3$).

Таблиця 13.14

Відомість системи обмежень з координатами і позначками точок сітки нівелювання монтажного горизонту

№ точки	$l \cdot Z_0$	$x_i(u_x)$, м	$y_i(u_y)$, м	$-H_i \geq 0$, мм	z_i , мм	$t_i = z_i - H_i$, мм
9	1	12	-9	-21	51	30
10	1	12	-3	-23	50	27
11	1	12	3	-16	48	32
12	1	12	9	-30	47	17
13	1	6	9	-31	53	22
14	1	6	3	-54	54	0
15	1	6	-3	-49	55	6
16	1	6	-9	-45	56	11
17	1	0	-9	-62	62	0
18	1	0	-3	-47	61	14
19	1	0	3	-53	60	7
20	1	0	9	-57	58	1
21	1	-6	9	-48	64	16
22	1	-6	3	-57	65	8
23	1	-6	-3	-39	66	27
24	1	-6	-9	-34	68	34
25	1	-12	-9	-44	73	29
26	1	-12	-3	-72	72	0
27	1	-12	3	-37	71	34
28	1	-12	9	-52	70	18
Σ	20	0	0	-871	1204	333

Тоді при позначеннях $\bar{x}_k = X_k - X_1$; $\bar{y}_k = Y_k - Y_1$; $\bar{h}_k = H_k - H_1$ розв'язують два рівняння:

$$\bar{x}_2 u_x + \bar{y}_2 u_y = \bar{h}_2; \quad \bar{x}_3 u_x + \bar{y}_3 u_y = \bar{h}_3,$$

визначаючи ухили уздовж координатних осей:

$$u_x = \frac{\bar{h}_2 \bar{y}_3 - \bar{h}_3 \bar{y}_2}{\bar{x}_2 \bar{y}_3 - \bar{x}_3 \bar{y}_2}; \quad u_y = -\frac{\bar{h}_2 \bar{x}_3 - \bar{h}_3 \bar{x}_2}{\bar{x}_2 \bar{y}_3 - \bar{x}_3 \bar{y}_2}; \quad u_m = \sqrt{u_x^2 + u_y^2};$$

$$\operatorname{tg} \alpha_m = \frac{a_2 \bar{h}_3}{a_3 \bar{h}_2} - \cos \gamma, \quad (13.72)$$

де a_2, a_3, γ – сторони граничного трикутника і кут між ними в точці l .

У рівнобедреному або рівносторонньому трикутнику

$$\operatorname{tg} \alpha_m = \left(\frac{\bar{h}_3}{\bar{h}_2} - \cos \gamma \right) / \sin \gamma. \quad (13.73)$$

Ухил лінії площини із заданим азимутом α визначається за формулою

$$u = u_m \cos(\alpha - \alpha_m).$$

Проектні та робочі позначки всіх точок площини доцільно визначати за первісними координатами:

$$\begin{aligned} Z_i &= Z_0 + (X_i - X_0)u_x + (Y_i - Y_0)u_y; \\ V_i &= Z_i - H_i, \end{aligned} \quad (13.74)$$

де X_0, Y_0, Z_0 – координати початкової точки в системі координат об'єкта.

Контролем правильності обчислень служать нульові значення поправок у трьох критичних точках.

13.3.3. Оцінювання точності параметрів оформлювальної та контактної площин

Точність поправок для виправлення положення конструкцій залежить від похибок геодезичних даних (координат) і виду функцій їх розрахунку.

Якщо параметри оформлювальної площини визначаються **методом найменших квадратів**, то на основі формул (13.69), зважаючи на те, що позначки точок незалежно виміряні з похибкою m_H , запишемо:

$$m_{z_0} = m_H / \sqrt{n}; \quad m_{u_x} = m_H / \sqrt{[xx]}; \quad m_{u_y} = m_H / \sqrt{[yy]}, \quad (13.75)$$

які для регулярної сітки прямокутників зі сторонами l_x та l_y при їх кількості n_x і n_y уздовж осі абсцис та ординат мають вигляд:

$$m_{z_0} = m_H / \sqrt{n_x n_y}; \quad m_{u_x} = 2\sqrt{3}m_H / l_x \sqrt{n_x(n_x + 1)(n_x + 2)};$$

$$m_{u_y} = 2\sqrt{3}m_H / l_y \sqrt{n_y(n_y + 1)(n_y + 2)}.$$

Останні дві формули свідчать, що ухили оформлювальної площини визначаються точніше із збільшенням розмірів майданчика і кількості точок поверхні та при підвищенні точності нівелювання.

Якщо взяти деформаційні точки на коловій споруді, то ці похибки будуть [108]:

$$m_{z_0} = m_H / \sqrt{n}; \quad m_{u_x} = m_{u_y} = m_H / R\sqrt{n/2},$$

де R – радіус споруди; n – кількість рівномірно розташованих на ній деформаційних точок.

Для параметрів контактної площини, знайдених **методом математичного програмування**, згідно з формулами (13.72) і (13.75) запишемо:

$$\begin{aligned}
 m_{z_0} &= m_H / \sqrt{3}; \\
 m_{u_x} &= m_H \frac{\sqrt{2(Y_1^2 + Y_2^2 + Y_3^2 - Y_1Y_2 - Y_1Y_3 - Y_2Y_3)}}{(X_2 - X_1)(Y_3 - Y_1) - (X_3 - X_1)(Y_2 - Y_1)}; \\
 m_{u_y} &= m_H \frac{\sqrt{2(X_1^2 + X_2^2 + X_3^2 - X_1X_2 - X_1X_3 - X_2X_3)}}{(X_2 - X_1)(Y_3 - Y_1) - (X_3 - X_1)(Y_2 - Y_1)}.
 \end{aligned}
 \tag{13.76}$$

Величина загального ухилу визначається за формулою (13.72). Найвища точність визначення загального ухилу буде в граничних трикутниках, площа яких максимальна. Якщо ж площа граничного трикутника дорівнює нулю, тобто при розміщенні всіх трьох граничних точок на одній лінії, задача з визначення ухилів площини стає невизначеною, що треба враховувати при машинному розв'язуванні задач. Якщо одну із точок трикутника, наприклад, точку 3, взяти умовно за початок координат (без зміни орієнтування), то останні дві формули (13.76) спрощуються:

$$m_{u_x} = m_H \frac{\sqrt{2(\bar{y}_1^2 + \bar{y}_2^2 - \bar{y}_1\bar{y}_2)}}{\bar{x}_1\bar{y}_2 - \bar{x}_2\bar{y}_1}; \quad m_{u_y} = m_H \frac{\sqrt{2(\bar{x}_1^2 + \bar{x}_2^2 - \bar{x}_1\bar{x}_2)}}{\bar{x}_1\bar{y}_2 - \bar{x}_2\bar{y}_1},$$

де \bar{x}, \bar{y} – умовні координати точок.

Якщо ж ці координати подати через сторони a_1, a_2 і кут γ між ними, то

$$m_{u_m} = \frac{m_H}{a_1 a_2 \sin \gamma} \sqrt{2(a_1^2 + a_2^2 - a_1 a_2 \cos \gamma)},$$

де a_1, a_2, γ – сторони граничного трикутника і кут між ними.

У рівнобедреному та рівносторонньому трикутниках похибки ухилів відповідно будуть:

$$m_{u_m} = \frac{m_H}{a \sin \gamma} \sqrt{2(2 - \cos \gamma)} = \frac{K m_H}{a}; \quad m_{u_m} = \frac{2 m_H}{a}.$$

Коефіцієнт K становить 3; 2; 2; 2,6 і 4,8 відповідно при $\gamma = 30; 60; 90; 120; 150^\circ$. Мінімальне його значення 1,93 для кута $\gamma = 75^\circ$, при якому похибка ухилу практично збігається з похибкою у рівносторонньому трикутнику.

Похибка проектної позначки поточної точки площини визначається так:

$$m_{z_i} = \sqrt{\frac{m_H^2}{n} + (X_i m_{u_x})^2 + (Y_i m_{u_y})^2},$$

а похибка поправки:

$$m_{v_i} = \sqrt{\left(1 + \frac{1}{n}\right) m_H^2 + (X_i m_{u_x})^2 + (Y_i m_{u_y})^2}.$$

Аналіз описаних вище формул для оцінювання параметрів оптимальних площин свідчить, що вони відповідають рішенням, одержаним за МНК і МКП, за винятком похибки проектної позначки початку координат, в якій похибка нівелювання контрольних точок зменшується на $\sqrt{3}$.

13.4. Оптимізація при вивірянні просторових споруд

13.4.1. Основи вивіряння і визначення оптимальних параметрів виправлення положення просторових конструкцій

Деформацію споруд і технологічного обладнання можна характеризувати вектором лінійного переміщення точки в просторі у будь-якому напрямку, віднесеному до розміру досліджуваного елемента. Розкладаючи вектор деформаційного переміщення на ортогональні вектори, розташовані в площинах осьової системи координат, можна визначити рівень деформації об'єкта.

Припустимо, що у тривимірному просторі задано чотири множини точок споруди з координатами: реальними (вимірними) X_i, Y_i, Z_i ; проектними X_i^0, Y_i^0, Z_i^0 ; апроксимованими (перетвореними методом згладжування поверхні без виправлення форми і розмірів об'єкта) X_i', Y_i', Z_i' та ротаційними (перетвореними методом обернення об'єкта з дотриманням проектної форми і розмірів) X_i'', Y_i'', Z_i'' ($i = 1, 2, \dots, n$), де n – кількість репрезентативних точок об'єкта.

Проектний простір визначає номінальні розміри і форму споруди, задані проектом, а реальний – дійсні розміри споруди, отримані при реалізації проекту, тобто під час будівництва. Апроксимований простір визначає такі розміри і форму споруди, коли відхилення точок реальної поверхні від апроксимованої буде мінімальним, а ротаційний характеризує споруду, розміри і форма якої відповідають проектним даним з наближенням до реальної поверхні об'єкта, але повернену і зміщену відносно неї на малі кути. Підкреслимо, що ортогональне перетворення взагалі не змінює форми і розмірів фігур.

При розміщенні початку координат у центрі ваги систем, які описуються зазначеними вище множинами, їм відповідають множини центральних координат: реальних x_i, y_i, z_i , проектних x_i^0, y_i^0, z_i^0 , апроксимованих x_i', y_i', z_i' та ротаційних x_i'', y_i'', z_i'' ($i = 1, 2, \dots, n$). Між центральними і нецентральними координатами існує відоме співвідношення: $x = X - N$, де X, x – вектори нецентральних і центральних координат; N – вектор зміщення центра ваги (початку координат) двох систем. Величина $N = [pX]/[p]$ або $N = [X]/n$, де p – вага виміру.

За малістю кутів повороту осей координат множин їх можна вважати паралельними, тоді різниці координат

$$\begin{aligned}
 \delta_X &= X' - X; & \delta_Y &= Y' - Y; & \delta_Z &= Z' - Z; \\
 \Delta_X &= X^0 - X; & \Delta_Y &= Y^0 - Y; & \Delta_Z &= Z^0 - Z; \\
 V_X &= X'' - X; & V_Y &= Y'' - Y; & V_Z &= Z'' - Z; \\
 \varepsilon_X &= X' - X^0; & \varepsilon_Y &= Y' - Y^0; & \varepsilon_Z &= Z' - Z^0; \\
 \rho_X &= X'' - X^0; & \rho_Y &= Y'' - Y^0; & \rho_Z &= Z'' - Z^0; \\
 d_X &= X' - X''; & d_Y &= Y' - Y''; & d_Z &= Z' - Z''
 \end{aligned}
 \tag{13.77}$$

будуть характеризувати ступінь зближення поверхонь:

Δ – реальної поверхні з проектною або рівень загальної деформації споруди, який повністю характеризує якість реалізації проекту;

δ – реальної поверхні з апроксимованою або рівень зміни форми і розмірів споруди;

V – реальної поверхні з ротаційною або рівень умовної редукції реальних точок споруди для надання їй проектних розмірів і форми при зміні орієнтування;

ε – апроксимованої поверхні з проектною або рівень зміни форми і розмірів споруди;

ρ – ротаційної поверхні з проектною або рівень повороту споруди відносно проектних осей при повному збереженні її номінальних розмірів і форми (цей показник може включати також зміщення, пов'язане зі зміною масштабу об'єкта, тоді $\rho = \rho_1 + \tau$);

d – ротаційної поверхні з апроксимованою або рівень загальної деформації розмірів споруди при збереженні її форми.

Зазначені величини схематично відображено на рис. 13.33.

Виходячи з умов одержання вихідної інформації про стан споруди, основними векторами зміщень можуть бути ρ , Δ або δ , а похідними – вектори V , ε , δ . Між ними, враховуючи вирази (13.77), існує функціональний зв'язок:

$$V = \Delta + \rho; \quad \varepsilon = \delta - \Delta; \quad \mu = \delta - V = \delta - (\Delta + \rho). \quad (13.78)$$

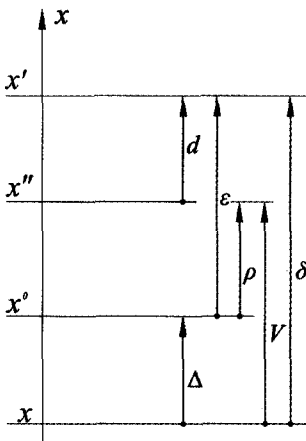


Рис. 13.33. Поле координат і зміщень просторових точок споруди

Вектор Δ визначає максимальне деформаційне зміщення споруди. Найменше відхилення δ характеризує наближення апроксимованої поверхні до реальної, а всі інші знаходяться в межах між максимальним Δ і мінімальним δ . Але всі вони тією чи іншою мірою визначають геометричні характеристики розмірів і форми споруд. Їхнє застосування на практиці залежить від задач будівництва й експлуатації споруди. Абсолютний вектор деформації Δ звичайно використовують для загальної характеристики якості будівельно-монтажних робіт і виправлення споруд, пов'язаних між собою єдиним технологічним циклом.

У будівництві переважають просторові споруди, положення конструкцій яких задається системою просторових координат як плоских елементів у горизонтальній та вертикальній і рідко – у похилій площинах. Оптимізацію похилих площин описано вище. Просторові конструкції споруд типу оболонок, які є переважно поверхнями другого порядку (циліндр, конус, сфероїд, параболоїд або гіперболоїд обертання і т. д.), описуються узагальненим рівнянням

$$Z = AX^2 + BY^2 + CXY + DX + EY + F, \quad (13.79)$$

де A, B, C, D, E, F – коефіцієнти рівняння поверхні другого порядку.

13.4.2. Визначення складових деформації споруд при контролі їх форми і розмірів методом лінійних перетворень координат

Задачу виправлення (реконструкції) просторових об'єктів розв'язують за допомогою перетворених координат їх реальних точок, які координують з геодезичної мережі, осі координат якої загалом не паралельні осям споруди. Вихідними для аналізу форми і розмірів об'єкта служать проектні координати його точок, що використовуються для визначення елементів матриці обертання за нецентральними або центральними координатами [13] :

$$X'' = AX^0 + N = \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} X^0 \\ Y^0 \\ Z^0 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} N_X \\ N_Y \\ N_Z \end{pmatrix}; \quad (13.80)$$

$$x'' = Ax^0 = \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} x^0 \\ y^0 \\ z^0 \end{pmatrix},$$

де X'', Y'', Z'' та X^0, Y^0, Z^0 – ротаційні й проектні координати об'єкта; A – матриця обертання з коефіцієнтами; N – вектор зміщень початку координат нової системи нецентрального координат (для центральних координат $N = 0$).

Центральні координати визначають за формулами

$$x = X - [pX]/[p]; \quad x = X - [X]/n$$

відповідно для нерівноточних та рівноточних вимірів. У подальшому для спрощення викладу будемо користуватися центральними координатами.

Коефіцієнти матриці визначають за МНК з використанням проектних координат x^0, y^0, z^0 ідентичних точок споруди згідно з рівняннями похибок:

$$\begin{aligned} x^0 a_{11} + y^0 a_{12} + z^0 a_{13} - x &= V_x; \\ x^0 a_{21} + y^0 a_{22} + z^0 a_{23} - y &= V_y; \\ x^0 a_{31} + y^0 a_{32} + z^0 a_{33} - z &= V_z, \end{aligned} \quad (13.81)$$

де $V_x = x'' - x$; $V_y = y'' - y$; $V_z = z'' - z$ – деформаційні відхилення координат точок ротаційної поверхні об'єкта від реальної.

Цільова функція МНК має вигляд:

$$W_V = \sum_{i=1}^n p_i (Vx_i^2 + Vy_i^2 + Vz_i^2) = \min. \quad (13.82)$$

Для абсолютно твердого тіла, тобто при відсутності деформації та безпомилковому визначенні координат коефіцієнти матриці являють собою напрямні косинуси кутів $\alpha_i, \beta_i, \gamma_i$ відповідно між осями системи: $\alpha_1, \beta_1, \gamma_1$ – між віссю x та осями x^0, y^0, z^0 ; $\alpha_2, \beta_2, \gamma_2$ – те саме між віссю y та осями x^0, y^0, z^0 ; $\alpha_3, \beta_3, \gamma_3$ – те саме між віссю z та осями x^0, y^0, z^0 .

В інженерно-геодезичних роботах для потреб будівництва кути обертання об'єкта доцільно відраховувати в таких напрямках: кут α повороту об'єкта в площині xoy – за ходом годинникової стрілки, а кути v_x і v_y нахилу – відносно горизонтальної площини xoy . Перетворення здійснюється трьома послідовними обертаннями об'єкта:

- 1) на кут α навколо осі z^0 за ходом годинникової стрілки, при якому осі x^0 та y^0 займають положення \hat{x} та \hat{y} ;
- 2) на кут v_x навколо осі \hat{y} проти ходу годинникової стрілки, при якому осі \hat{x} та z^0 займають положення x'' та \hat{z} ;
- 3) на кут v_y навколо осі x'' за ходом годинникової стрілки, при якому осі \hat{x} та \hat{z} займають остаточне положення y'' та z'' .

Після послідовного перемноження трьох матриць отримується ротаційна матриця:

$$R = \|r_{ji}\| = \begin{vmatrix} \cos\alpha \cos v_x & -\sin\alpha \cos v_x & -\sin v_x \\ \sin\alpha \cos v_y - \cos\alpha \sin v_x \sin v_y & \sin\alpha \cos v_y + \sin\alpha \sin v_x \sin v_y & -\cos v_x \sin v_y \\ \cos\alpha \sin v_x \cos v_y + \sin\alpha \sin v_y & \cos\alpha \sin v_y - \sin\alpha \sin v_x \cos v_y & \cos v_x \cos v_y \end{vmatrix}, \quad (13.83)$$

де r_{ji} – коефіцієнти ротаційної ортогональної матриці ($j = 1, 2, 3; i = 1, 2, 3$).

Оскільки матриця R теоретична, то вона задовольняє шість відомих умов ортогоналізації і, отже, вона ортогональна, в чому легко пересвідчитися, якщо знайти суму квадратів кожного її стовпчика або рядка, які дорівнюють 1. За нею легко скласти вирази для обчислення кутів повороту координатних осей:

$$\operatorname{tg}\alpha = -r_{12}/r_{11}; \quad \sin v_x = -r_{13}; \quad \operatorname{tg}v_y = -r_{23}/r_{33}. \quad (13.84)$$

Зауважимо, що залежності (13.83) і (13.84) є строгими і можуть бути використані для будь-яких кутів обертання в межах від 0 до 180°.

Кожне ортогональне перетворення в тривимірному просторі зберігає модулі векторів і кути між ними. Але у деформаційній (стохастичній) моделі матриця обертання не ортогональна і не симетрична.

Ортогоналізація матриці A здійснюється із врахуванням величин і розташування її коефіцієнтів, а також того, що в неї входять такі матриці: власне ортогональна матриця ротації R і неортогональна (деформаційна) матриця D . У свою чергу остання передає характер деформації споруди, зумовленої впливом систематичних і випадкових похибок різних процесів, і включає також дві матриці:

1) матрицю K зміни масштабу об'єкта, що характеризує ступінь зміни розмірів споруди під впливом систематичних похибок (розмічування, виконавчого знімання, температурного розширення матеріалу, усадки бетону тощо);

2) матрицю S залишкової деформації, що характеризує випадкові похибки геодезичних і будівельно-монтажних робіт.

Загалом матриця A остаточно виглядатиме так:

$$A = R + K + S.$$

Елементи $1 \geq a_{ji} \geq 1$ матриці, що знаходяться на головній діагоналі, є масштабними множниками K_X, K_Y, K_Z системи координат, а елементи $\|a_{ji}\| \leq 1 (j \neq i = 1, 2, 3)$, розташовані вище і нижче головної діагоналі, – функціями трьох кутів обертання системи координат (кутів Ейлера). З огляду на те, що діагональні коефіцієнти близькі до одиниці, ступінь зміни масштабу системи зручно виражати величинами:

$$k_x = K_X - 1; \quad k_y = K_Y - 1; \quad k_z = K_Z - 1.$$

Якщо $k > 0$, то реальні розміри об'єкта більші від проектного, якщо $k < 0$, то менші, а якщо $k = 0$, то вони збігаються з проектними.

Очевидно, матриця R близька до A , а матриці K і S малі і їх величини залежать від ступеня деформації об'єкта. При цьому варто особливо враховувати систематичні деформації, що дозволяють характеризувати різний стан споруди як системи:

- конформної при різних значеннях масштабних коефіцієнтів (різний ступінь деформації – стискування або розтягування по осях координат), тобто при $K_X \neq K_Y \neq K_Z \neq 1$;

- варіантної, у якій ці коефіцієнти однакові, але не дорівнюють одиниці, наприклад, при температурному розширенні тіла у всіх напрямках, тобто при $K_X = K_Y = K_Z \neq 1$;

- інваріантної – вільної від систематичних змін довжини (об'єму), коли $K_X = K_Y = K_Z = 1$.

Для першої і другої систем характерна наявність систематичної частини деформації, що може розглядатися як масштабна складова розміру споруди або систематична похибка геодезичних вимірів. Інваріантна система піддається тільки впливу обертання. Очевидно, що перша система є загальною, а друга і третя – частковими.

Згідно з умовами ортогоналізації матриці по стовпчиках масштабні коефіцієнти та їх відхилення від одиниці визначаються за формулами

$$K_x = \sqrt{\sum_{j=1}^3 a_{j1}^2}; \quad K_y = \sqrt{\sum_{j=1}^3 a_{j2}^2}; \quad K_z = \sqrt{\sum_{j=1}^3 a_{j3}^2};$$

$$k_x = K_x - 1; \quad k_y = K_y - 1; \quad k_z = K_z - 1.$$

Ортогональну матрицю обчислюють за елементами a_{ji} в такій формі:

$$R = \begin{pmatrix} r_{11} & r_{12} & r_{13} \\ r_{21} & r_{22} & r_{23} \\ r_{31} & r_{32} & r_{33} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & (a_{12} - a_{21})/2 & (a_{13} - a_{31})/2 \\ (a_{21} - a_{12})/2 & 1 & (a_{23} - a_{32})/2 \\ (a_{31} - a_{13})/2 & (a_{32} - a_{23})/2 & 1 \end{pmatrix}; \quad k = \begin{pmatrix} k_x & 0 & 0 \\ 0 & k_y & 0 \\ 0 & 0 & k_z \end{pmatrix};$$

$$S = \begin{pmatrix} 0 & (a_{12} + a_{21})/2 & (a_{13} + a_{31})/2 \\ (a_{21} + a_{12})/2 & 0 & (a_{23} + a_{32})/2 \\ (a_{31} + a_{13})/2 & (a_{32} + a_{23})/2 & 0 \end{pmatrix}. \quad (13.85)$$

Очевидно, що сума всіх трьох матриць дорівнює матриці A .

Тепер за цими матрицями і одиничною матрицею E можна визначити оптимальні координати і деформаційні зміщення:

$$x'' = Rx^0; \quad \rho = (R - E)x^0; \quad \tau = (K - E)x^0 = kx^0;$$

$$\sigma = Sx^0; \quad \Delta = V + \rho; \quad \delta = V - (\tau + \sigma),$$

а також інші похідні зміщення згідно з формулами (13.77).

При малих кутах обертання матриці, коли осі координат геодезичної мережі й споруди майже паралельні, складові загальної матриці обертання мають вигляд:

$$R = \begin{vmatrix} 1 & -\sin \alpha & -\sin v_x \\ \sin \alpha & 1 & -\sin v_y \\ \sin v_x & \sin v_y & 1 \end{vmatrix}, \quad (13.86)$$

що дозволяє спростити методику обчислень без втрати відносної точності 1:10 000 та 1:1 000 000 відповідно при кутах повороту об'єкта 1° і $5'$. У цьому випадку рівняння поправок, за якими визначаються параметри матриці обертання, набувають такого вигляду:

$$x^0 k_x - y^0 \sin \alpha - z^0 \sin v_x - (x - x^0) = V_x;$$

$$x^0 \sin \alpha + y^0 k_y - z^0 \sin v_y - (y - y^0) = V_y; \quad (13.87)$$

$$x^0 \sin v_x + y^0 \sin v_y + z^0 k_z - (z - z^0) = V_z.$$

Склавши і розв'язавши систему нормальних рівнянь, отримаємо прості формули для обчислення кутів матриці обертання:

$$k_x = \frac{[x^0 l_x]}{[x^0 x^0]}; \quad -\sin \alpha = \frac{[y^0 l_x]}{[y^0 y^0]}; \quad -\sin v_x = \frac{[z^0 l_x]}{[z^0 z^0]};$$

$$\sin \alpha = \frac{[x^0 l_y]}{[x^0 x^0]}; \quad k_y = \frac{[y^0 l_y]}{[y^0 y^0]}; \quad -\sin v_y = \frac{[z^0 l_y]}{[z^0 z^0]}; \quad (13.88)$$

$$\sin \alpha = \frac{[x^0 l_z]}{[x^0 x^0]}; \quad \sin v_x = \frac{[y^0 l_z]}{[y^0 y^0]}; \quad k_z = \frac{[z^0 l_z]}{[z^0 z^0]};$$

$$l_x = x - x^0; \quad l_y = y - y^0; \quad l_z = z - z^0.$$

Оскільки масштабні множники уже знайдено, то за a_{ji} ($j \neq i = 1, 2, 3$) як функціями кутів визначаються матриці R і S згідно з формулами (13.85) і (13.86), які використовуються для обчислення поправок і похибок геометричної системи.

Якщо координати об'єкта визначено з різною точністю, то рівнянням поправок надають ваги p_i . Контролем правильності обчислень служать суми $[pV] = 0$ або $[V] = 0$.

У практиці можна використовувати такі модифікації методу.

1. Для характеристики якості варіантної системи, наприклад, при аналізі якості геометрії збірних блоків споруд, коли потрібно приводити систему до стану,

що відповідає його проектним розмірам і формі, безпосередньо використовується вектор редукції, а вектор Δ деформації служить загальним показником ступеня спотворення розмірів і форми об'єкта. У випадку переходу від фактичних координат до проектних, наприклад, для контролю навісного монтажу споруд, коли кожен складаний блок вивіряють на монтажному стенді, а у просторі відшуковують таке його положення, яке він займатиме після стикування з попереднім блоком, розв'язують систему рівнянь

$$A^0 X + N - X^0 = \Delta^0,$$

де A^0 – матриця зворотного перетворення відносно A . Але оскільки між матрицями прямого і зворотного перетворень існує функціональний зв'язок типу $A^0 = A^m D$ (тут D – детермінант системи, який дорівнює одиниці для ротаційної матриці), таке перетворення зручно робити за допомогою транспонованих ротаційних матриць R^m і R^{0m} .

2. Під час перевіряння геометрії об'єктів, технологічно пов'язаних із суміжними спорудами, коли, як правило, немає можливості ротації системи, редукування здійснюється за величинами $\Delta = X^0 - X$.

3. У ході спостережень за деформаціями споруд необхідно визначати матриці K і $S = A - (R + K)$ систематичної і випадкової частин деформацій, а незмінність геометричних параметрів споруди встановлювати від циклу до циклу за різницями матриць $\Delta K = K - K^0$ та $\Delta S = S - S^0$.

Для характеристики нахилів споруди у просторі визначається максимальний кут нахилу її фундаменту або кут відхилення осі споруди від вертикалі (крен) та азимут їх напрямку:

$$\operatorname{tg} v_m = \sqrt{\operatorname{tg}^2 v_x + \operatorname{tg}^2 v_y}; \quad K_m = h \operatorname{tg} v_m; \quad \alpha_m = \alpha + \arctan \frac{\operatorname{tg} v_y}{\operatorname{tg} v_x} \pm 180^\circ,$$

де h – висота споруди.

Похибки кутів обертання визначаються за формулами

$$m_\alpha = \frac{\cos^2 \alpha}{a_{11}} \rho \sqrt{m_{a_{12}}^2 + \operatorname{tg}^2 \alpha m_{a_{11}}^2 - 2r_{11-12} m_{a_{11}} m_{a_{12}} \operatorname{tg} \alpha};$$

$$m_{v_x} = \frac{m_{a_{13}}}{\cos v_x} \rho;$$

$$m_{v_y} = \frac{\cos^2 v_y}{a_{33}} \rho \sqrt{m_{a_{23}}^2 + \operatorname{tg}^2 v_y m_{a_{33}}^2 - 2r_{23-33} m_{a_{23}} m_{a_{33}} \operatorname{tg} v_y},$$

де m_a – похибки елементів матриці обертання; r – коефіцієнти кореляції між цими елементами, що враховують зв'язок між вимірними координатами точок, які входять у рівняння поправок (13.88).

Похибки елементів матриці обертання можна знайти за матрицею нормальних рівнянь через вагові коефіцієнти та похибку одиниці ваги.

На основі викладеного можна зробити такі висновки:

1. Шукані лінійні деформаційні зміщення точок споруд у просторі можна визначити через функції первинних координат і елементів перетворення.

2. Основними вихідними даними для визначення лінійних зміщень є різниці координат ідентичних точок простору.

3. Коефіцієнти деформаційної матриці визначають за проектними координатами, що робить зручним застосування методу для аналізу якості зведення споруд та їх рихтування за результатами натурних вимірів.

4. При спостереженнях за деформацією споруд у процесі експлуатації матрицю коефіцієнтів формують один раз за координатами першого (нульового) циклу, використовуючи в подальшому тільки вільні члени.

5. Застосовуючи теорію лінійного перетворення до різних інженерних споруд у ході будівництва й експлуатації, можна аналізувати стан їх геометрії на будь-якому етапі робіт і вносити відповідні зміни в положення найважливіших конструктивних елементів (каркасів будинків, несних панелей тощо).

6. Поділяючи споруду на окремі частини, за описаною методикою можна визначати кручення і зміну нахилу споруд баштового типу (димарів, телевеж, доменних печей і т. д.).

Спосіб задання контрольних точок на спорудах впливає як на методику, так і на технологію рихтування конструкцій. У залежності від конструкції, виду і форми покриття, доступності й способу визначення положення точок об'єкта їх можна вибирати довільно або системно (фіксовано), наприклад, у вершинах квадратної сітки, у характерних точках поперечника, у місцях стикування елементів оболонки і т. п. Маркувати точки можна звичайними засобами або лазерним променем.

13.4.3. Визначення деформаційних зміщень споруд методом апроксимації

Таку задачу розв'язують з використанням теорії перетворення реальних координат об'єкта в апроксимовані координати (центральної або нецентральної):

$$x' = Ax^0; \quad X' = AX^0 + N. \quad (13.89)$$

У відкритій формі остання залежність записується так:

$$\begin{aligned} a_{11}x_i^0 + a_{12}y_i^0 + a_{13}z_i^0 - x_i &= \delta x_i; \\ a_{21}x_i^0 + a_{22}y_i^0 + a_{23}z_i^0 - y_i &= \delta y_i; \\ a_{31}x_i^0 + a_{32}y_i^0 + a_{33}z_i^0 - z_i &= \delta z_i, \end{aligned} \quad (13.90)$$

де x_i^0, y_i^0, z_i^0 та x_i, y_i, z_i – відповідно просторові координати контрольних марок у вихідному (нульовому) і робочому циклах; $\delta x_i; \delta y_i; \delta z_i$ – відхилення координат між циклами спостережень ($i = 1, 2, \dots, n$); n – кількість марок.

Задачу визначення вектора δ розв'язують за допомогою наближених функцій, наприклад, МНК:

$$W_\delta = \sum_{i=1}^n p_i (\delta x_i^2 + \delta y_i^2 + \delta z_i^2) = \min. \quad (13.91)$$

Характеристику деформації споруд, що експлуатуються, визначають переважно із порівняння фактичних або апроксимованих поверхонь, отриманих у різних циклах спостережень.

Зміну деформаційного процесу об'єкта між циклами спостережень можна наближено характеризувати зміною похибки одиниці ваги:

$$\mu = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (p_{x_i} \delta_{x_i}^2 + p_{y_i} \delta_{y_i}^2 + p_{z_i} \delta_{z_i}^2)}{3(n-3)}}.$$

13.4.4. Контроль форми і визначення деформацій підвісних поверхонь

Для контролю розкритих поверхонь – підвісних покриттів – доцільно використовувати сканерні або безрефлекторні тахеометри. Цей геодезичний метод контролю годиться для визначення положення довільних точок з аналізом шорсткості зони їх розташування. Математично такі поверхні описуються рівняннями другого порядку:

$$Ax_i^2 + By_i^2 + Cx_i y_i + Dx_i + Ey_i + F - z_i = \delta_i, \quad (13.92)$$

де x_i, y_i, z_i – реальні координати контрольних точок поверхні; A, B, C, D, E, F – коефіцієнти рівнянь поправок (F являє собою апроксимовану позначку найнижчої точки (вершини) криволінійної поверхні); δ_i – поправка у виміряну аплікату для надання поверхні правильної (проектної) форми ($i = 1, 2, \dots, n$); n – кількість контрольних точок поверхні.

Коефіцієнти визначають із розв'язку нормальних рівнянь без ваг або з ними з використанням цільових функцій (13.91), які є об'єктивним показником якості будівельно-монтажних робіт або деформаційного процесу. В МНК обмеження на шукані параметри не накладають, а в МКП їх накладають переважно на положення якої-небудь точки поверхні, наприклад, щоби оптимальна (апроксимована) поверхня:

- пройшла через критичну точку (лоток дощоприймача, опорний контур і т. д.) з координатами (X_k, Y_k, Z_k) , вище або нижче від неї відповідно з залученням нерівностей:

$$AX_k^2 + BY_k^2 + CX_k Y_k + DX_k + EY_k + F - Z = 0;$$

$$AX_k^2 + BY_k^2 + CX_k Y_k + DX_k + EY_k + F - Z \geq 0;$$

$$AX_k^2 + BY_k^2 + CX_k Y_k + DX_k + EY_k + F - Z \leq 0;$$

- одержала у деяких фіксованих точках задані ухили u_x і u_y , наприклад, на опорному контурі, тимчасових опорах, тобто за нерівностями:

$$2AX_k + CY_k + D - u_x \geq 0; \quad 2AX_k + CY_k + D - u_x \leq 0;$$

$$CX_k + 2BY_k + E - u_y \geq 0; \quad CX_k + 2BY_k + E - u_y \leq 0.$$

Зауважимо, що тут можна також накладати обмеження і на допустимі відхилення критичної точки відносно шуканої поверхні, тобто щоб точка розташувалася в межах заданих допусків – нижнього або верхнього.

Для оцінювання якості форми поверхні за результатами її апроксимації можна визначити скп $m_{\bar{8}}$ або середнє квадратичне деформаційне зміщення:

$$m_{\bar{8}} = \sqrt{(2Ax + Cy + D)^2 m_x^2 + (2By + Cx + E)^2 m_y^2 + m_z^2}.$$

Для ілюстрування цього методу в табл. 13.15 наведено результати досліджень [8] деформації підвісного (мембранного) покриття конференц-залу Міншляхбуду в Києві, яке прикріплено до похилого опорного контуру овальної форми з осями 18 і 12 м та висотами від 7,6 до 11,0 м. Близьке до плоского покриття утворене способом переплетення ортогональних алюмінієвих смуг завширшки 1 м, які зверху покрито тепло- та водоізоляційним матеріалом.

Таблиця 13.15

Результати визначення деформації мембранного покриття

Умови і характеристика результатів спостережень	Цикли спостережень			Скп визначення коефіцієнтів
	1-й	2-й	3-й	
Дата вимірів	20.01.1979	16.06.1979	1.03.1980	
Зовнішня температура, °С	-11	24	-14	-
Внутрішня температура, °С	26	28	27	-
Кількість точок	293	173	186	-
m_{β}, c	26	30	27	-
m_{γ}, c	35	41	36	-
$m_x, \text{мм}$	3,8	3,3	3,2	-
$m_y, \text{мм}$	1,9	1,9	1,4	-
$m_z, \text{мм}$	3,2	3,1	2,8	-
$m_p, \text{мм}$	5,3	4,9	4,5	-
$A, 1/\text{м}^2$	0,006971	0,006919	0,006995	$4 \cdot 10^{-5}$
$B, 1/\text{м}^2$	0,006625	0,006545	0,006505	$10 \cdot 10^{-5}$
$C, 1/\text{м}^2$	0,000022	0,000026	0,000018	$2 \cdot 10^{-5}$
$D, 1/\text{м}$	0,0630	0,0652	0,0628	$29 \cdot 10^{-4}$
$E, 1/\text{м}$	-0,1274	-0,1254	-0,1248	$12 \cdot 10^{-4}$
$F, \text{м}$	8,094	8,071	8,080	$19 \cdot 10^{-3}$
$m_{\bar{8}}, \text{мм}$	19	19	23	20

Просторові координати точок стикування поздовжніх та поперечних смуг, маркованих лазерним візором, визначалися двома теодолітами із скп координат 2,8 мм у трьох циклах спостережень. Поверхню покриття апроксимовано описаним вище методом.

Величини коефіцієнтів, середніх поправок, оцінки їх точності свідчать про відносну стабільність висотного положення покриття між трьома циклами спостережень. Розподіл відхилень реальної поверхні від апроксимованої в інтервалі між 1-м і 3-м циклами на рис. 13.34 показано ізодермами через 5 мм. На величину прогину конструкції переважний вплив мають коефіцієнти D і E при координатах у першому степені, тобто покриття прогинається майже лінійно. Чутливість алюмінієвої конструкції до зміни температури в середині приміщення ($\pm 1^\circ\text{C}$) не перевищує 30 мм при середніх поправках 21 мм. Очевидно, що внаслідок доброї теплоізоляції немає впливу зовнішньої температури між циклами до 35°C . Похибка $m_{\bar{\delta}}$ деформаційних зміщень становить 4,6 мм, а її максимальне значення може сягнути 9-14 мм, що узгоджується зі змінами значень позначки F .

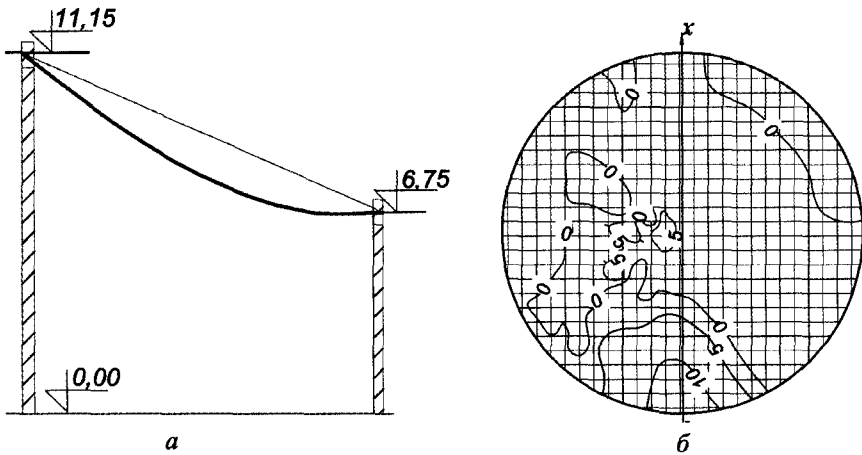


Рис. 13.34. Схема розташування ізодерм мембрани між двома циклами спостережень: a – вертикальний розріз залу; b – план ізодерм між двома циклами

На якість вивчення деформації форми оболонок впливає репрезентативність натурних вимірів, тобто кількість контрольних точок і точність визначення їх координат (це більше стосується висот). Статистично кількість необхідних точок можна визначити за формулою

$$n = \left(\frac{Z_q \sigma_z}{q \bar{\delta}} \right)^2,$$

де Z_q – значення інтеграла ймовірності функції нормального розподілу, яке вибирається із таблиць теорії ймовірності за рівнем значимості q (це переважно 0,05 і 0,01 або 5 і 1% браку, коли Z_q відповідно становить 1,96 та 2,97); $\bar{\delta}$ – вибіркова середня величина шуканого параметра (деформаційного зміщення); σ_z – апіорна похибка основних вимірювань.

В інженерно-геодезичній практиці переважно використовують значення $Z_q=1,96$, а похибку σ_z беруть із розрахунку точності з постопрацювання даних проведених вимірювань (можна також уточнювати і величину $\bar{\delta}$). Якщо для

мембранного покриття, враховуючи його деформаційну податливість, взяти $\sigma_Z = 3 \text{ мм}$ і $\bar{\delta} = 2\sigma_z\sqrt{3} = 10,4 \text{ мм}$, то $n = 128$ (для отримання надійної статистичної вибірки в праці [53] рекомендується брати не менше 30-ти вимірювань).

13.4.5. Контроль форми і визначення деформації поверхонь другого порядку

Теорія перетворення координат може бути використана і для визначення деформації та рихтування криволінійних форм, які математично описуються рівняннями поверхні другого порядку. Беручи до уваги різний математичний опис цих поверхонь, розглянемо конкретні форми оболонок, які найчастіше трапляються в практиці будівництва та машинобудування.

Такі поверхні загалом описуються рівнянням еліпсоїда:

$$\left(\frac{x_i^0}{a}\right)^2 + \left(\frac{y_i^0}{b}\right)^2 + \left(\frac{z_i^0}{c}\right)^2 - 1 = 0, \quad (13.93)$$

де x^0, y^0, z^0 – проектні або початкові (при циклічних спостереженнях) координати точок поверхні; a, b, c – півосі еліпсоїда відповідно на координатних осях x, y, z .

При аналізі якості реалізації проекту або ступеня збереження геометричних параметрів таких поверхонь в процесі експлуатації треба забезпечити максимальне наближення фактичних точок об'єкта до проектного або вихідного (контрольного) положення, беручи до уваги, що в ньому відбулися деформації, пов'язані з його зміщенням у просторі, обертанням і зміною масштабу. Тому, підставляючи в рівняння (13.92) ротаційні координати точок еліпсоїда згідно з виразом (13.90), після незначних перетворень без врахування величин другого порядку малості, запишемо рівняння поправок:

$$\begin{aligned} &A_1(x_i^0)^2 + A_2(y_i^0)^2 + A_3(z_i^0)^2 + A_4x_i^0y_i^0 + A_5x_i^0z_i^0 + A_6(y_i^0z_i^0)^2 + \\ &+ A_7x_i^0 + A_8y_i^0 + A_9z_i^0 + L_i = V_i; \end{aligned} \quad (13.94)$$

$$A_1 = \frac{2k_x}{a^2}; \quad A_2 = \frac{2k_y}{b^2}; \quad A_3 = \frac{2k_z}{c^2}; \quad A_4 = \frac{2(a^2 - b^2)}{a^2b^2} \sin \alpha;$$

$$A_5 = \frac{2(a^2 - c^2)}{a^2c^2} \sin \nu_x; \quad A_6 = \frac{2(b^2 - c^2)}{b^2c^2} \sin \nu_y; \quad A_7 = \frac{2n_x}{a^2}; \quad A_8 = \frac{2n_y}{b^2};$$

$$A_9 = \frac{2n_z}{c^2}; \quad L_i = x_i^0(x_i - x_i^0) + y_i^0(y_i - y_i^0) + z_i^0(z_i - z_i^0),$$

де $A_j (j = 1, 2, \dots, 9)$ – коефіцієнти; n_x, n_y, n_z – залишкові зміщення (ексцентриситети) початку координат перетвореної системи; $x_i^0, y_i^0, z_i^0; x_i, y_i, z_i$ – проектні й реальні координати точок поверхні; L_i – вільний член; V_i – вектор просторової поправки ($i = 1, 2, \dots, n$); n – кількість контрольних точок поверхні ($n \geq 9$).

Як бачимо, контроль форми вимагає того, щоб були відомі математичні параметри поверхні та проектні координати точок, в яких виміряно їх реальні величини. Таким чином, прийнявши умови $x_i^0 = x_i$ та $y_i^0 = y_i$, визначимо проектну аплікату:

$$z_i^0 = c \sqrt{1 - \left(\frac{x_i}{a}\right)^2 - \left(\frac{y_i}{b}\right)^2}. \quad (13.95)$$

Результатом такого прийому є спрощення вільного члена рівнянь поправок, оскільки у них перші дві складові дорівнюють нулеві.

Коефіцієнти A_j рівнянь поправок визначають МНК із дев'ятих нормальних рівнянь. При неоднаковій точності визначення положення контрольних точок поверхні у цільовій функції та в нормальних рівняннях застосовують ваги $p_i = 1/D_i^2$, де D_i – похила відстань до точки поверхні. Якщо реальна поверхня наближається до проектної, то вільні члени нормальних рівнянь наближаються до нуля. Такий показник можна використовувати для наближеного оцінювання якості зведеної оболонки.

На практиці трапляються випадки, коли, наприклад, з метою виправлення антен тропосферного зв'язку, радіотелескопів систему рівнянь поправок розв'язують при обмеженнях на величини поправок $V_k \geq 0$ або $V_k \leq 0$ в окремих критичних точках поверхні. У зв'язку з квадратичним характером цільової функції та поправок такі задачі розв'язують тільки **методом нелінійного програмування** (МНП), отримуючи згідно з рівняннями (13.94) значення коефіцієнтів для визначення дев'ятих елементів перетворення координат:

$$\begin{aligned} k_x &= \frac{a^2 A_1}{2}; & k_y &= \frac{b^2 A_2}{2}; & k_z &= \frac{c^2 A_3}{2}; \\ \sin \alpha &= \frac{a^2 b^2 A_4}{2(a^2 - b^2)}; & \sin v_x &= \frac{a^2 c^2 A_5}{2(a^2 - c^2)}; & \sin v_y &= \frac{b^2 c^2 A_6}{2(b^2 - c^2)}; \\ n_x &= \frac{a^2 A_7}{2}; & n_y &= \frac{b^2 A_8}{2}; & n_z &= \frac{c^2 A_9}{2}. \end{aligned}$$

Підставивши ці значення коефіцієнтів у (13.94), обчислимо вектори просторових поправок.

Похибки коефіцієнтів у МНК визначають відомим способом за похибкою одиниці ваги і ваговими коефіцієнтами:

$$\mu = \sqrt{\frac{[pVV]}{n-m}}; \quad m_{A_j} = \mu \sqrt{Q_{jj}}.$$

Зауважимо, що цей спосіб можна використати і для оцінювання точності коефіцієнтів, визначених МНП, але ці похибки внаслідок формального збільшення величини $[pVV]$ будуть також збільшуватись. Нагадаємо, що знак деформаційного зміщення, як відхилення реальної поверхні від апроксимованої, протилежний знаку поправки.

Таким чином, рівняння (13.94) визначає характер функціонального зв'язку між геометричними параметрами об'єкта, зміною координат точок поверхні та елементами її деформації – лінійними і кутовими. Застосування методу залежить від способу вибору точок поверхні – довільних або фіксованих.

Довільно вибрані точки доцільно застосовувати для циклічних досліджень деформації оболонок за результатами вимірювання сканерним або безрефлекторним тахеометром, складаючи і розв'язуючи окремо у кожному циклі системи рівнянь поправок (13.94) та обчислюючи різницю $\delta_{12} = \Delta V_{12} = V_2 - V_1$ за різницями коефіцієнтів $\Delta A_{j_{12}} = A_{j_2} - A_{j_1}$. Тоді отриманий просторовий вектор характеризуватиме зміну масштабу, обертання і зміщення об'єкта за міжцикловий період. Але цей метод треба використовувати усвідомлено, оскільки аналіз елементів перетворення координат свідчить, що три кути ротації об'єкта залежать від його геометричних параметрів, у даному випадку від різниці півосей еліпсоїда, яка у сфероїді вироджується до невизначеності цих кутів. Вихід із такого становища – у застосуванні способу порівняння різниць проектних і реальних радіусів у точках поверхні, який розглядається далі.

13.4.6. Контроль форми та визначення деформаційних зміщень оболонок способом порівняння радіусів

Для контролю форми, розмірів та дослідження деформацій оболонок сфероїдальної форми як за довільними, так і повністю або частково за фіксованими точками, ефективний спосіб порівняння радіусів-векторів. Координати точок визначають тахеометром з довільних станцій, вибраних з умовою взаємної видимості між ними та огляду з них всієї оболонки, або з одної (фіксованої) станції, суміщеної з вершиною оболонки на осі її обертання. У першому (загальному) випадку за вимірними координатами $X_i, Y_i, Z_i (i = 1, 2, \dots, n)$ треба визначити центральні координати:

$$x_i = X_i - [X_i]/n; \quad y_i = Y_i - [Y_i]/n; \quad z_i = Z_i - [Z_i]/n,$$

а у другому безпосередньо отримують центральні координати: абсциси і ординати. Проектні абсциси й ординати суміщують з реальними, а проектні аплікати обчислюють за формулою (13.95).

На основі цих координат, аналогічно до варіанту з пошуком оптимального положення колової споруди (див. 13.2.2), можна записати такі залежності:

$$\begin{aligned} \frac{e_x}{\cos \alpha_i \cos \gamma_i} - (R_i - R^0) &= V_{x_i}; \\ \frac{e_y}{\sin \alpha_i \cos \gamma_i} - (R_i - R^0) &= V_{y_i}; \\ \frac{e_z}{\cos \gamma_i} - (R_i - R^0) &= V_{z_i}, \end{aligned} \quad (13.96)$$

де e_x, e_y, e_z – залишкові ексцентриситети центра оболонки стосовно початку координат; α_i, γ_i – вимірні умовний азимут та зенітний кут на точку оболонки; $R_i = \sqrt{x_i^2 + y_i^2 + z_i^2}$ – обчислений радіус; R^0 – проектний радіус сферичної оболонки; $V_{x_i}, V_{y_i}, V_{z_i}$ – редуції (поправки) для виведення контрольної точки на рівень апроксимованої поверхні.

Зауважимо, що рівняння (13.96) повинні задовольняти умову, щоби $e_{\max} = \sqrt{2R^0 m_R}$, де m_R – допустима нормативна похибка формування кривини поверхні об'єкта.

Увівши позначення

$$\frac{1}{\cos \alpha_i \cos \gamma_i} = a_i; \quad \frac{1}{\sin \alpha_i \cos \gamma_i} = b_i; \quad \frac{1}{\cos \gamma_i} = c_i,$$

формули (13.96) набудуть такого робочого вигляду:

$$a_i e_x - (R_i - R^0) = V_{x_i};$$

$$b_i e_y - (R_i - R^0) = V_{y_i};$$

$$c_i e_z - (R_i - R^0) = V_{z_i}.$$

Зауважимо, що в еліпсоїді та коловому параболоїді проектні радіуси поверхні для заданої точки обчислюють відповідно за формулами

$$R_i^0 = \sqrt{b^2 + c^2 + \left(1 - \frac{b^2 + c^2}{a^2}\right) x_i^2 - \frac{c^2}{b^2} y_i^2}; \quad R_i^0 = \sqrt{4fz_i^0},$$

де a, b, c – півосі еліпсоїда; f, z_i^0 – фокусна відстань і проектна позначка (висота) робочого перерізу (ярусу) відносно вершини параболоїда.

Розв'язавши системи рівнянь поправок за МНК, отримаємо значення ексцентриситетів e_x, e_y, e_z , а потім і величини редуцій $V_{x_i}, V_{y_i}, V_{z_i}$, за якими визначається поправка $V_{R_i} = \sqrt{V_{x_i}^2 + V_{y_i}^2 + V_{z_i}^2}$ до фактичного радіуса в даній точці для її умовного зміщення вздовж радіуса на апроксимовану поверхню. Орієнтація радіуса-вектора V_{R_i} у просторі відповідає напрямку радіуса.

Просторовий вектор ексцентриситету та кути його орієнтації стосовно осей координат об'єкта будуть:

$$e = \sqrt{e_x^2 + e_y^2 + e_z^2}; \quad e_{xy} = \sqrt{e_x^2 + e_y^2}; \quad \alpha_e = \alpha_{xy} = \arctg \frac{e_y}{e_x}; \quad \gamma_e = \arccos \frac{e_{xy}}{e}.$$

Для загальної характеристики деформації поверхні оболонки за величинами $V_{x_i}, V_{y_i}, V_{z_i}$ можна визначити похибки $m_{V_x}, m_{V_y}, m_{V_z}$ за формулою Бесселя та їх узагальнену величину

$$m_V = \sqrt{m_{V_x}^2 + m_{V_y}^2 + m_{V_z}^2}$$

як середнє квадратичне відхилення реальної поверхні від апроксимованої.

Якщо потрібно накласти обмеження на величини поправок по осях координат, то задача розв'язується МКП, а якщо на вектор просторового зміщення V_i , то методом нелінійного програмування, оскільки це зміщення функціонально описується рівнянням другого порядку.

Для визначення деформаційних зміщень оболонки за даними двох циклічних спостережень методика залишається незмінною з тією лише різницею, що замість проектних координат треба користуватися координатами точок вихідного циклу. При цьому за величинами V_i визначається вектор деформаційного зміщення $\delta_i = -V_i$ ($i = 1, 2, \dots, n$), за яким оцінюється ступінь деформаційного процесу і складається план поверхні з нанесеними ізодермами.

Таким чином, метод перетворення координат з використанням фіксованих точок можна вважати найперспективнішим для практики геодезичного забезпечення форми і розмірів та для визначення деформаційних зміщень оболонок, які математично описуються рівняннями другого порядку.

На завершення цього розділу треба зазначити, що розглянуті задачі оптимального управління будівельною структурою розв'язуються за дискретною інженерно-геодезичною інформацією і формально поки що не відносяться до задач динамічного управління об'єктами, хоча із впровадженням у практику стаціонарних лазерних сканерних систем можливе відстежування деформаційних процесів на небезпечних спорудах за даними неперервних геодезичних вимірювань. Тому спеціалісти інженерно-геодезичного профілю повинні мати ґрунтовну підготовку з інженерної геодезії, геодезичної електроніки, прикладної фотограмметрії, сучасних комп'ютерних технологій, прикладної математики, основ будівельно-монтажного виробництва, розуміти особливості експлуатації будівель, споруд та їх конструкцій, що дозволить успішно працювати в різних галузях (будівництво, енергетика, транспорт, водне господарство та ін.), вдосконалювати технологічні процеси, вести науковий пошук.

Глава 14. ОРГАНІЗАЦІЯ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНИХ РОБІТ

14.1. Геодезичні служби у вишукувальних та будівельно-монтажних організаціях

Інженерно-геодезичні вимірювання широко практикуються під час вишукування, проектування, будівництва та експлуатації інженерних споруд різного призначення. Це пов'язано з масовим упровадженням у практику індустриальних методів будівництва, зведенням висотних і унікальних споруд, що потребує необхідного забезпечення їх надійної експлуатації.

1 листопада 1991 р. рішенням Уряду України було створено **Головне управління геодезії, картографії та кадастру при Кабміні (Укргеодезкартографія)**, яке згодом трансформувалося у Державну службу геодезії, картографії та кадастру, для реалізації державної політики у сфері топографо-геодезичної та картографічної діяльності, забезпечення органів державної влади, економіки, оборони, освіти та населення топографо-геодезичними і картографічними матеріалами, а також для здійснення державного нагляду у цій сфері. Наразі в країні функціонує понад 30 державних геодезично-картографічних підприємств, які, крім задач державного картографування, оновлення і реконструкції державних планової і висотної мереж та геодезичних мереж великих міст і промислових комплексів, виконують різноманітні геодезичні й картографічні роботи для потреб планування та забудови міст, оновлення картографічних матеріалів, зокрема й планів підземних комунікацій.

Ці підприємства виконують топографо-геодезичні та картографічні роботи для розв'язання завдань вишукування інженерних споруд. Це передусім Державне науково-виробниче підприємство інженерної геодезії (ДНВП "Українжгеодезія"), Український державний науково-виробничий інститут зйомок міст та геоінформатики ім. А. В. Шаха (ДП "Укргеоінформ"), ДП "Київгеоінформатика" та інші. Із них тільки ДНВП "Українжгеодезія" веде цифрове аерофотознімання територій для великомасштабного картографування та інженерно-геодезичні роботи для потреб будівництва великих та унікальних інженерних споруд, а також їх моніторинг в процесі експлуатації.

У більшості обласних центрів України створено державні підприємства, які виконують інженерно-геодезичні роботи (вишукування, розмічувальні роботи, спостереження за деформаціями) на регіональних об'єктах, включаючи й роботи, пов'язані з охороною і навіть реконструкцією історичних пам'яток (ДП "Київгеоінформатика", ДП "Західгеодезкартографія", ДП "Поділлягеодезкартографія", ДП "Сумигеодезкартографія" та ін.).

При місцевих органах влади в областях, районах та в окремих містах створено геодезичні підрозділи, які керують, організують і здійснюють контроль та приймання геодезичних і топографічних робіт у рамках своїх повноважень, а їх госпрозрахункові відділи займаються відведенням земельних ділянок та підготовкою документації для проектування і будівництва.

Геодезичні підрозділи на місцях виконують такі завдання:

- складання річних і перспективних планів виконання топографо-геодезичних робіт для проектування та реконструкції забудови міст;

- видача дозволів на виконання топографо-геодезичних робіт, контроль їх якості та приймання геодезичних знаків і матеріалів;
- нагляд за збереженням геодезичних знаків;
- контроль виконавчого знімання об'єктів будівництва (будинків та споруд, підземних комунікацій);
- облік та архівація топографо-геодезичних і картографічних матеріалів.

Завдання **госпрозрахункових відділів**:

- підготовка матеріалів для вибору та відведення ділянок для всіх видів будівництва;
- складання чергових планів забудови і розвитку мереж підземних комунікацій;
- розмічування червоних ліній забудови та осей будинків і споруд;
- планування забудови ділянок індивідуальними замовниками;
- організація виконавчого знімання закінчених об'єктів;
- складання будівельних паспортів земельних ділянок;
- облік та архівація архітектурно-планувальних і топографо-геодезичних матеріалів.

У великих *вишукувальних інститутах* (Гідроенергопроект, Український державний інститут інженерно-технічних вишукувань, Київський інститут інженерних вишукувань і досліджень (ДП КПВД “Енергопроект”) створено спеціальні відділи комплексних інженерно-технічних вишукувань або окремі відділи інженерно-геодезичних вишукувань, які залучаються до виконання геодезичних вимірювань при виконанні інженерно-технічних вишукувань (геологічних, гідрологічних, геофізичних тощо).

Виконання вишукувань цими відділами має істотні переваги: по-перше, підтримується безпосередній зв'язок з проєктантами; по-друге, забезпечується можливість оперативного виконання комплексних досліджень та інших завдань відділів своїх інститутів.

У великих *будівельно-монтажних організаціях* (житлового, енергетичного, транспортного, водного будівництва) при технічних управліннях створюють **інженерно-геодезичні служби** на чолі з головним геодезистом, якому підпорядковуються геодезичні служби будівельних та будівельно-монтажних управлінь. Такі служби підпорядковуються безпосередньо головному інженеру управління.

На великих *металургійних, авіаційних, механічних, автомобільних заводах* функціонують **геодезичні служби при управліннях (відділах) капітального будівництва**, які забезпечують виконання будівельно-монтажних робіт у ході ремонту і реконструкції будівель, підземних комунікацій, розмічують осі нового будівництва, наглядають за збереженням геодезичних знаків, організують і контролюють ведення моніторингу будівель, підкранових колій, проводять виконавче знімання цих об'єктів і корегують виконавчий генеральний план заводу, збирають і архівують матеріали топографо-геодезичних знімань та моніторингових спостережень.

В Україні функціонують і приватні підприємства, які виконують значні обсяги інженерно-геодезичних, аерофотознімальних, топографо-картографічних робіт у населених пунктах, на промислових, транспортних та енергетичних об'єктах, у сфері землеустрою, видобутку копалин тощо.

14.2. Проекти виконання інженерно-геодезичних робіт для зведення та моніторингу інженерних споруд

Успішна реалізація проектів будівництва та експлуатації різних споруд залежить від якості підготовки *Проектів виконання геодезичних робіт* (ПВГР). Згідно з вимогами ДБН В.1.3-2 [73], розроблення ПВГР є обов'язковим при зведенні висотних та експериментальних будівель. При цьому особлива увага зосереджується на виконанні комплексних робіт і систематичних спостереженнях за розвитком деформацій в ході будівництва та експлуатації споруд. Для геодезичного моніторингу рекомендовано використовувати насамперед автоматизовані системи контролю інженерно-геодезичних даних.

У розвиток вимог ДБН нижче наводиться структура ПВГР окремо для зведення (монтажу) та моніторингу інженерних споруд (табл.14.1).

Таблиця 14.1

Структура ПВГР для контролю будівельно-монтажних робіт і геодезичного моніторингу

№ пор.	Інженерно-геодезичне супроводження будівельно-монтажних робіт	Інженерно-геодезичний моніторинг інженерних споруд
1	Вступна частина: назва об'єкта й угоди, види геодезичних робіт, регламентована точність визначення планового та висотного положення контрольних точок об'єкта, зобов'язання сторін та можливі застереження.	
2	Основні організаційні засади реалізації проекту: короткий опис окремих етапів робіт, послідовність, терміни і календарний план їх виконання, техніко-економічне обґрунтування витрат, кошторис.	
3	Основні геодезичні роботи: складання проекту головної (каркасної) планової та висотної геодезичних мереж, їх призначення та спосіб закріплення пунктів. Обґрунтування точності їх побудови та вибір класу точності, необхідних приладів та розроблення методики виконання вимірювань. Метод врівноваження, контроль якості й оцінювання точності результатів вимірювань (похибки координат, планового та висотного положення пунктів, похибки нівелювання на 1 км ходу тощо). Способи і точність прив'язування мереж до пунктів і реперів ДГМ і ДНМ. Система координат і висот пунктів. Конструкції планових геодезичних знаків та реперів висотної мережі. Спосіб, умови і терміни закладання геодезичних знаків. Методи і терміни контролю стабільності їх планового та висотного положення, допустимі відхилення.	Основні геодезичні роботи: вибір типів геодезичних мереж і ступеневості їх побудови. Складання проектів каркасної, основної (згущувальної) та робочої (або каркасної і робочої) планової та висотної геодезичних мереж; розрахунок точності пунктів мереж за умови забезпечення регламентованої точності визначення вертикальних і горизонтальних зміщень та кренів споруд. Вибір конструкцій геодезичних знаків та контрольних марок і реперів, приладів для побудови планових і висотних мереж, методики та умов виконання спостережень. Методи врівноваження мереж та оцінки точності положення пунктів геодезичних мереж. Організація контрольних вимірювань та розрахунок допустимих відхилень координат і висот пунктів.

4	Побудова планових та висотних геодезичних мереж (зовнішньої та внутрішньої) для виконання розмічувальних робіт, контрольно-монтажних вимірювань. Точність вимірювання горизонтальних кутів та відстаней, нівелювання, необхідні прилади. Врівноваження мереж. Контроль виконання вимірювань.	Побудова планових і висотних геодезичних мереж (основної та робочої) для визначення горизонтальних і вертикальних зміщень і кренів інженсрних споруд та окремих конструкцій. Точність вимірювання горизонтальних кутів та відстаней, нівелювання, необхідні прилади. Врівноваження мереж. Контрольні вимірювання.
5	Методи і обґрунтування точності розмічування осей споруд, вибір знаків, їх закріплення. Технологія контролю якості робіт.	Контроль і аналіз стабільності положення пунктів геодезичних мереж між циклами спостережень та встановлення допустимих відхилень координат і висот
6	Способи, точність і прилади для передачі геодезичних пунктів на монтажні горизонти, контроль якості робіт.	—
7	Детальні розмічувальні роботи. Способи, прилади і точність розмічування осей конструкцій, знаки їх закріплення, а також контроль планово-висотного положення конструкцій.	Методика й способи визначення планово-висотного положення контрольних марок і реперів. Опрацювання результатів та оцінювання точності координат і висот марок
8	Інженерно-геодезичний моніторинг споруд у процесі їх зведення	Встановлення і обґрунтування циклічності планових та висотних спостережень
9	Виконавче знімання. Організація робіт і знімання планово-висотного положення фундаментів та підземних комунікацій, колон і стін, перекриттів, ферм та інших опорних елементів конструкцій. Складання виконавчої документації з використанням комп'ютерних технологій. Контроль та оцінювання якості будівельно-монтажних робіт за геометричними параметрами.	Методика визначення деформаційних зміщень контрольних марок і реперів (вертикальних, горизонтальних, кренів, кручень, ширини тріщин тощо), їх аналіз. Розроблення методики апроксимації даних для прогнозування розвитку деформаційних процесів. Графічні та аналітичні методи інтерпретації даних і встановлення відповідних математичних залежностей для узагальнення деформаційних процесів, прогнозування їх розвитку, швидкості та прискорення.
10	Технічний (або науково-технічний) звіт про виконання комплексу інженерно-геодезичних робіт на об'єкті з відображенням технології вимірювань та основних результатів.	

14.3. Забезпечення і контроль якості геодезичних вимірювань

Якісне виконання інженерно-геодезичних робіт – гарантія високої точності зведення споруд з дотриманням відповідних норм і правил, а також запорука надійності їх експлуатації впродовж багатьох років, уникнення аварійних ситуацій та катастроф. При цьому особливого значення надають об'єктам екологічної небезпеки (АЕС, ГЕС, ТЕС, великі мостові переходи, телевежі, димарі, градирні тощо).

Тому організації, які виконують інженерно-геодезичні роботи на таких об'єктах за відповідними ліцензіями, для кожного відповідального об'єкта згідно з вимогами ДСТУ 9001 (ISO 9001-2000) і ДСТУ 3815-98 (ISO 10005-1995 (E)) складають **Програму забезпечення якості (ПЗЯ) і управління якістю в процесі проектування, будівництва та експлуатації інженерних споруд**. Кожне підприємство реалізує ПЗЯ відповідно до вимог замовника і нормативної документації в ході виконання робіт у рамках контракту. Політика підприємства у питанні забезпечення якості полягає у наданні замовникові таких послуг, які відповідають вимогам безпеки, надійності та доступності згідно з вимогами міжнародного стандарту ISO.

Відповідальність та повноваження. У програмі якості зазначається відповідальність керівництва підприємства і виконавців різних рівнів. *Директор* забезпечує функціонування системи якості й організовує роботу підприємства згідно з угодою для виробництва продукції на взаємовигідних умовах і надає замовникові гарантії її якості. *Заступник директора з виробництва* або *головний інженер* підтримує функціонування системи якості та проводить на підприємстві технічну політику з гарантування випуску якісної, надійної та безпечної продукції.

Для виконання робіт розробляється організаційна **схема управління реалізацією проекту**, а основний персонал виконавців розподіляється на два підрозділи: офісний та польовий. У першому підрозділі розробляється проектна документація та процедура контролю якості конкретних видів робіт, а другий підрозділ веде нагляд за виконанням робіт та керує технологічними процесами на об'єкті.

Керівник проекту здійснює загальне керівництво, веде комерційну, виробничу та організаційну діяльність, а його заступник – організаційну та виробничу діяльність на самому об'єкті.

Керівник відділу або *інженер з охорони праці й техніки безпеки* наглядає за дотриманням персоналом правил з охорони праці, вимог безпечного виконання робіт, будівельної, промислової, радіаційної та пожежної безпеки, за укомплектуванням виробничих бригад засобами колективного та індивідуального захисту.

Головний спеціаліст з контролю якості наглядає за виконанням програми забезпечення якості реалізації проекту при тісній взаємодії із замовником.

Керівник планово-фінансового відділу (бухгалтерії) здійснює фінансовий супровід проекту необхідними матеріальними ресурсами.

Для досягнення якості реалізації проекту *підрядник* розробляє відповідну документацію, яка затверджується *замовником*. Стандартом ISO 9001 передбачені вимоги до змісту і форми цієї документації, процедури її перевірки та затвердження, архівації тощо.

Основні процеси контролю якості геодезичних вимірювань. Згідно з п. 5.11 ДСТУ 3815-98, для геодезичних вимірювань використовуються прилади, які пройшли метрологічну атестацію та необхідні технологічні перевірки (копії атестаційних свідоцтв на прилади подають у додатках до технічних або науково-технічних звітів). Якщо в ході вимірювань виявлено брак, прилад підлягає основним перевіркам та юстуванню (рівні, колімаційна похибка, місце zenіту, нахил осі обертання зорової труби тощо), а в крайніх випадках і повторній атестації.

Для забезпечення належної якості робіт підрядник складає **програму контролю якості**, яка повинна включати основні виробничі вимоги до якості геодезичних вимірювань при створенні або реконструкції GPS-, триангуляційних та нівелірних мереж, до способів виконання розмічувальних робіт та контрольномонтажних вимірювань, до визначення деформаційних зміщень інженерних споруд, на зсувах, екологічно небезпечних об'єктах і т. д. Зауважимо, що якість геодезичних побудов закладається на стадії проектування, коли формується структура геодезичних мереж, тобто задається їх форма, створюються замкнені фігури (геодезичні чотирикутники або додаткові ланки у GPS-мережах), визначаються вузлові точки у нівелірних мережах, вибираються додаткові вихідні пункти, "надмірні" напрями у засічках тощо.

Спеціальні мережі, точність яких має відповідати вимогам до побудови ДГМ та ДНМ, створюють з дотриманням відповідних допусків, установлених чинними нормативними документами. Якщо ж таких норм не встановлено, тоді точність побудови планових та висотних інженерно-геодезичних мереж визначається розрахунком. При цьому, крім похибок вимірювання основних параметрів мереж (кутів, довжин ліній та перевищень), розраховують допуски на розбіжність в результатах вимірювань між прийомами, між довжинами сторін, виміряних у прямому та зворотному напрямках, між перевищеннями, отриманими при двох горизонтах нівеліра тощо.

Якість побудови мереж оцінюється, виходячи із значень нев'язок у трикутниках, полігонах і ходах, а після врівноваження – за отриманими скп визначення координат, положення пункту, довжини сторони і дирекційного кута, значень відносної похибки (мережі полігонометрії, триангуляції, GPS), скп визначення перевищення на станції, на 1 км ходу та вузлових точок у нівелірних мережах.

Під час спостережень за деформаційними процесами, включаючи і геодинамічні, якість побудови мереж оцінюється за даними повторних (контрольних) вимірювань для визначення стабільності пунктів опорних планових і висотних мереж. При цьому доцільно використовувати дисперсійний та кореляційний аналізи для виявлення статистичних характеристик відхилень у положенні пунктів мереж та їх зв'язку з відстанями до вихідних пунктів.

14.4. Виконавче знімання і генеральні плани

Виконавчі знімання проводять з метою виявлення всіх відхилень від проекту споруди, допущених при її зведенні, а також для визначення фактичних координат і позначок елементів споруд, необхідних для складання виконавчих генеральних планів. Знімання проводять у міру виконання окремих етапів будівельно-монтажних робіт. Своєчасне виконавче знімання дозволяє не тільки виявляти відхилення від проекту на даному етапі будівництва і вчасно призупиняти виконання робіт, але

і постійно підтримувати генеральні плани міст, селищ і промислових підприємств в актуалізованому стані, забезпечуючи цим чітке виконання подальших проектно-планувальних і будівельно-монтажних робіт при новому будівництві, реконструкції та експлуатації побудованих раніше об'єктів – житлових і виробничих будівель і споруд, шляхів, підземних комунікацій тощо.

Виконавчі генеральні плани складають у масштабі 1:500 для міст і промислових майданчиків та в масштабі 1:2000 – для аеропортів, мостових переходів і гідровузлів.

Геодезичною основою виконавчого знімання є:

- у межах окремих будівель і споруд – закріплені осі фундаментів, поверхів і мережа робочих реперів;

- у межах будівельного майданчика – пункти будівельної сітки або іншої розмічувальної мережі, доповнені полігонометричними, теодолітними і нівелірними ходами;

- за межами будівельного майданчика – пункти геодезичної мережі, створеної в процесі вишукувань для знімання і трасування споруди, доповненої теодолітними і нівелірними ходами.

Знімання проводять способами полярних і прямокутних координат, лінійно-кутових засічок, лінійними промірами у створі, обмірами тощо. Точність виконавчого знімання має відповідати допускам, які вказуються у нормах для приймання побудованих споруд в експлуатацію. Крім того, вона повинна забезпечувати складання виконавчого плану відповідного масштабу. За виміряними величинами визначають координати найважливіших точок контуру об'єкта, а точки другорядних контурів отримують графічно за планом. Якщо план не будують, то на виконавчому кресленні вказують фактичні й проектні розміри, а також їх різниці. Позначки отримують геометричним нівелюванням від найближчих реперів.

При виконавчому зніманні особливу увагу приділяють прихованим спорудам – підземним комунікаціям (трубопроводи, кабелі), котлованам, фундаментам. *Виконавче знімання підземних комунікацій проводять у процесі їх будівництва у відкритих траншеях і котлованах до засипання ґрунтом* [6].

Під виконавче знімання за окремими видами **підземних комунікацій** підпадають такі об'єкти:

каналізаційні – траси магістральних каналів і колекторів, розподільної мережі, приєднань і введень, кути повороту трас; колодязі, дощоприймачі й випуски; позначки дна колодязя (лотка), низу і верху труб, обідка люка колодязя і землі коло нього, точок зламу профілю (для напірної каналізації);

водопровідні – траси водоводів, магістральних водопроводів, розподільної мережі, приєднань і введень, кути повороту трас, колодязі й водорозбірні колонки, клапани, гідранти, аварійні випуски, контрольно-вимірювальна й запірна апаратура, позначки дна колодязів, низу і верху труб, обідка колодязя і землі коло нього, точок зламу профілю;

тепломережеві – траси магістральних теплопроводів, розподільних мереж, приєднань і введень, кути повороту трас, камери і колодязі (люки), компенсатори, контрольно-вимірювальна й запірна апаратура; позначки дна камери, низу і верху каналів або труб (у безканалному прокладанні), верху камери, обідка люків і землі біля них, точок зламу профілю;

газопровідні – траси магістральних газопроводів, розподільних мереж середнього і низького тиску, приєднань і введень, кути повороту трас, колодязі й ковери, контрольні трубки, стики труб магістральних газопроводів, регулятори тиску, засувки, гідравлічні затвори, конденсаційні горщики, заглушки, станції катодного й анодного захисту; позначки дна колодязя, низу і верху труби, обідка люка колодязя і ковера та землі коло них, точок зламу профілю;

телефонної мережі – траси телефонної каналізації, кабелів і надземних ліній зі всіма відгалуженнями і введеннями, колодязі, розподільні шафи і коробки; позначки дна колодязя, низу і верху каналу в каналізації та верху кабеля – у безканальному прокладанні, обідка люка колодязя і рівня землі біля нього, точок зламу профілю;

силової кабельної мережі – траси кабелів (незалежно від способу прокладання), електрокабельних колекторів і тунелів, колодязі (камери), з'єднувальні муфти кабелів при безканальному прокладанні, розподільні пункти, трансформаторні підстанції та кіоски; позначки дна колодязя, низу і верху каналу, обідка люка колодязя і рівня землі коло нього (в каналізації) і верху кабелю та брівки траншеї при безканальному прокладанні, точок зламу профілю.

Знімання **промислових підземних трубопроводів** (нафто-, мазуто-, кислото-, ацетиленопроводів тощо) проводять аналогічно до газо- і водопроводів.

Окрім вказаних даних, що відображують планово-висотне положення побудованих комунікацій, у процесі знімання визначають тип комунікації, переріз (діаметр) колекторів, тунелів і трубопроводів, їх матеріал, кількість жил кабелю, тиск, напругу та ін., а також планово-висотне положення комунікацій, що перетинаються.

За матеріалами знімання **підземних комунікацій** складають виконавчі креслення – план і профіль траси, а для нетипових споруд – плани і розрізи колодязів, камер та інших конструкцій. Плани виконавчого знімання підземних комунікацій укладають, як правило, у масштабі 1:500 або 1:1000, що залежить від щільності розміщення і конструкції підземних комунікацій. В особливих умовах, скажімо, у великих містах, де є підземні переходи, використовують масштаб 1:200.

На планах вказують положення трас і всіх названих вище елементів споруди, а на профілях – вертикальне положення каналу або трубопроводу, інших комунікацій, що перетинають трасу, колодязі й камери, їх номери, випуски, введення, запірну і контрольно-вимірювальну апаратуру, компенсатори і т. п., відстані між колодязями (камерами) і точками зміни ухилу, позначки дна колодязів, низу і верху каналу (труби), обідка люка колодязя й поверхні землі, ухили трубопроводів між колодязями або точками зламу профілю, перетин і глибину залягання труб або каналів, їх матеріал, емкість, тиск, напругу і т. п. На промислових майданчиках, особливо на незабудованих територіях, коли план траси укладати нераціонально, у виконавчий профіль включають такі графи: план траси, кути повороту траси, фактичні й проектні координати колодязів.

Горизонтальний масштаб профілю переважно збігається з масштабом плану (проекту) траси, а вертикальний у 5 разів більший, наприклад 1:500 та 1:100. Інформація про комунікації істотно зростає за рахунок характеристики висотного положення її елементів. Тому при нівелюванні й відображенні висотного положення комунікацій позначками на плані доцільно користуватися системою кодування

елементів мінімальною кількістю цифр, наприклад: 1 – дно колодязя, 2 і 3 – низ і верх труби – в безканальному прокладанні та низ і верх каналу – в колекторі, 4 – обідок люка колодязя, 5 – рівень землі або покриття довкола колодязя. Наприклад, запис у журналі нівелювання 2-1672 характеризує відлік за шкалою рейки в міліметрах для низу труби (каналу), а 2-154,68 – позначку цієї точки на плані, профілі або в експлікації. У разі необхідності однозначну систему кодування доповнюють другою цифрою і буквою. Так, якщо в камері теплофікації занівельовано верх труби і верх каналу, то їх записують відповідно під номерами 3Т і 3К.

Для **надземних комунікацій** (трубопроводи і лінії електропередач) вказують планове положення центра і підстави опор, відстань між опорами, розміри і позначки верху й низу траверзи, габарити наближень, позначки низу і верху трубопроводу або проводів.

При виконавчому зніманні **котловану** визначають планове положення його крайок і підосви, а також позначки по нижньому полю у вершинах квадратів 5×5, 6×6 або 10×10 м. На виконавчому кресленні показують проектні й фактичні позначки і різницю між ними.

У **фундаментах споруд** визначають положення осей закладних частин, їх позначки, розміри будівельних блоків, отворів, уступів, ніш і т. д. На робочих ярусах визначають відхилення осей конструкцій від проектного положення.

При будівництві **автошляхів** та **залізниць** перевіряють положення вершин повороту трас, елементи кривих, прямолінійність полотна проїжджої частини і узбіч, ухили укосів, точки перетинів і примикань, центри стрілкових переводів, позначки покриттів на осі, по краях проїжджої частини та узбіч, кюветів, мостів і труб, головок рейок та ін.

Особливу увагу приділяють перевірянню якості **вертикального планування територій і розміщення елементів благоустрою**. Тому при їх виконавчому зніманні по квадратах або поперечниках з кроком 20-25 м нівелюванням визначають позначки відмостки і входів у будівлі, покриття доріг, проїздів і в'їздів, тротуарів, майданчиків, дна відкритих лотків, канав водовідведень і кюветів, дощоприймачів, клумб, терас, зелених насаджень і т. д. За матеріалами виконавчого знімання укладають виконавчі генеральні плани: поточний (оперативний) – у процесі будівництва і остаточний – після його завершення.

Поточний генплан укладають, починаючи з початкової стадії робіт. Він відображує хід будівництва постійних і тимчасових (допоміжних) споруд на майданчику. При виборі масштабу поточного генплану (1:500, 1:1000 або 1:2000) враховують розміри майданчика, складність споруд і можливість простого порівняння його із будівельним генпланом. На підставі поточного генплану укладають черговий план будівництва у масштабі 1:2000-1:5000, який передає в умовних знаках стан будівництва у визначені проміжки часу. Для цього на великих будовах часто проводять великомасштабне аерофотознімання, що забезпечує найповнішу і найнаочнішу інформацію про хід будівельних робіт.

Остаточний виконавчий генплан укладають у масштабі 1:500 або 1:1000 за матеріалами виконавчого знімання для зведених будівель і споруд. Він є основним технічним документом на побудовані споруди, за яким вирішують всі завдання їх експлуатації, реконструкції та розширення. На його основі для великих заводів, промислових комплексів укладають загальний (зведений) генплан у масштабі

1:2000-1:5000, а для окремих технологічних установок – генплан у масштабі 1:100, 1:200. Остаточний виконавчий генплан викреслюють в умовних знаках і подають комісії для приймання побудованих споруд в експлуатацію. Крім цього, на плані вказують розу вітрів, дають експлікацію будинків та споруд, а на додаток – ще й план (кальку) позначок і каталог координат усіх пунктів геодезичної мережі.

Актуалізація генплану, тобто збереження його інформаційної цінності, покладається на геодезичну службу міст, селищ і промислових підприємств.

Що стосується **виконавчої документації на технологічні процеси будівельно-монтажних робіт**, то вона складається переважно після завершення певного процесу, особливо на прихованих спорудах. Обсяг, рівень і повнота виконавчого знімання (планове, висотне або планово-висотне) залежать від типу конструкції, технології виконання робіт, ступеня участі субпідрядних організацій, рівня індустріалізації виробництва, кваліфікації спеціалістів і т. д. Планово-висотне положення конструкцій (блоки і палі фундаментів, опорні плити, закладні деталі, анкерні болти, колони, стіни, панелі перекриттів, ліфтові шахти, консолі колон, підлоги, покрівлі, підкранові балки і рейки, напрямні шлюзових камер, промислово-технологічних ліній і завантажувальних машин атомних реакторів, вали турбін, технологічні трубопроводи металургійних, хімічних, нафтоперегінних заводів тощо) контролюється з пунктів внутрішньої геодезичної мережі, створеної для виконання будівельно-монтажних робіт. Тільки в окремих випадках, коли порушена стабільність пунктів цієї мережі, будуються спеціальні (альтернативні) планова або висотна геодезичні мережі з включенням пунктів чинної мережі. Точність альтернативної мережі має бути на розряд вищою від підконтрольної і обумовлюватися в спеціальній програмі.

На планах **виконавчого знімання тунелів метрополітену** показують: стіни тунелів, колони, ніші, виступи, рейки колій, платформи, осадочні шви, дренажні лотки і колодязі, труби, камери, колектори, вентиляційні шахти, ескалатори і т. д. На поперечних перерізах умовними знаками наносять: вісь тунелю, головки рейок, матеріал стін, лотка і склепіння, залізобетонну оболонку, облицювання або опорядження, баласт, основу, шпали, рейки, дренажні лотки і труби, платформи тощо. В перерізах на кривих вказують відхилення осі тунелю від осі колії. Крім того, для всього тунелю на поперечних перерізах через 5 м на прямих і кривих ділянках у масштабі 1:20-1:50 укладають плани перерізів з прив'язкою осі тунелю до осі й рівня головок рейок колії та вказують цифрові дані про радіус (габарити) оболонки тунелю і фактичні позначки головок рейок. У місцях значних відхилень габаритів тунелів від проектних, зокрема там, де порушуються умови безпеки руху транспорту, пунктиром наносять контур проектного габариту.

За матеріалами виконавчого знімання на ПК виготовляється креслення, яке підписують його виконавець, керівник геодезичної служби, виконавець будівельно-монтажних робіт і головний інженер підприємства. (У разі виявлення суттєвих відхилень фактичного положення конструкцій від проектного головному інженеру подається доповідна записка). Матеріали виконавчого знімання зберігаються в архіві геодезичної служби, а їх копії передаються у приймальну комісію при здачі об'єкта в експлуатацію. Крім того, наявні в цих матеріалах дані використовуються для аналізу якості роботи підприємства та підготовки планів модернізації виробництва.

14.5. Охорона праці, технічна та радіаційна безпека в інженерно-геодезичному виробництві

14.5.1. Організація системи охорони праці та безпечного виконання робіт

Вимоги з охорони праці (ОП) та безпечного виконання робіт регламентуються законами України і чинними нормативними документами (правила, норми, стандарти, накази, положення, інструкції та ін.), а іноді й внутрішньооб'єктовими нормативними документами. Для виконання певного виду робіт підрядник складає відповідну програму ОП, в якій регламентуються умови безпечного виконання робіт, передбачаються заходи, скеровані на забезпечення ОП, санітарно-гігієнічних умов праці персоналу, а іноді й радіаційної безпеки. В ході розроблення програми керуються такими основними законами України: “Про охорону праці”, “Про охорону навколишнього природного середовища”, “Про забезпечення санітарного та епідеміологічного добробуту населення”, а також галузевими нормативними документами: “Правила по технике безопасности на топографо-геодезических работах” і “СНиП III-4-80. Техника безопасности в строительстве” [114,125].

Дотримання безпечних і здорових умов праці на робочих місцях досягається за рахунок приведення їх до нормативних показників щодо впливу небезпечних та шкідливих виробничих факторів. За характером впливу на людину ці фактори поділяють на три групи:

1) фізичні (небезпека ураження електричним струмом, пожежі, падіння з висоти та механічне пошкодження органів тіла, зіткнення з перешкодою, попадання абразивного матеріалу при механічному обробленні труб геодезичних знаків, закладанні стінних реперів тощо);

2) хімічні (впливають на організм людини через органи дихання, шлунково-кишковий тракт та через шкіру: подразнювальні, канцерогенні, мутагенні й такі, що впливають на репродуктивну функцію);

3) психофізіологічні – створюють емоціональні навантаження.

Підготовка персоналу з ОП. Навчання кадрів і контроль їх знань з ОП на підприємстві (раз на три роки) проводять за такими темами: 1) законодавство України про працю; 2) організація робіт з дотримання умов їх безпечного виконання; 3) пожежна безпека; 4) електробезпека; 5) гігієна праці та виробнича санітарія; 6) надання першої допомоги потерпілим при нещасному випадку.

Для перевірки знань працівників з ОП на підприємстві створюють комісію, яку очолює головний інженер. Зі всіма працівниками проводиться вступний інструктаж, а на робочому місці безпосередньо перед початком робіт – первинний інструктаж до початку кожного технологічного процесу, а через кожні 6 місяців – повторний інструктаж. Крім того, керівник підрозділу періодично перевіряє знання персоналом правил безпечного виконання робіт, а підприємство час від часу (переважно через 2-3 роки) направляє їх на відповідні курси для переатестації. За результатами навчання складається протокол, який править за документ при оформленні допуску до виконання робіт. Таке рішення приймається із врахуванням стану здоров'я працівника, який повинен отримати довідку за результатами медогляду. Перед направленням на медогляд працівників ознайомлюють зі шкідливими та небезпечними виробничими факторами і речовинами, які властиві виробничим процесам на підприємстві.

Основи радіаційної безпеки. При виконанні геодезичних робіт на об'єктах атомної енергетики, крім заходів з ОП й технічної безпеки, необхідно дотримуватися вимог радіаційної безпеки згідно з чинними нормативними документами, зокрема законами України “Про використання ядерної енергії та радіаційну безпеку” та “Про правовий режим територій, які зазнали радіоактивного забруднення внаслідок Чорнобильської катастрофи”.

У програмі захисту від радіоактивного випромінювання передбачається спеціальний медичний огляд персоналу, забезпечення його засобами індивідуального захисту (спеціальним одягом та взуттям, каскою, індикатором), а при необхідності виконавцям робіт видається оперативний дозиметр. Екіпіровку персоналу під час геодезичних вимірювань в закритих приміщеннях об'єкта “Укриття” наведено на рис. 14.1. Встановлюється допустима разова і річна дози опромінення, які на цьому об'єкті не повинні перевищувати відповідно 0,4 та 1,4 бера. Для виконання робіт в умовах радіоактивного забруднення розробляється маршрут доступу до місць праці, які завчасно дезактивують. Після завершення робіт здійснюється дозиметричний контроль забрудненості поверхні одягу (у разі необхідності проводиться його дезактивація), персонал миється в душі, переходить у чисту зону, а з неї – за межі об'єкта.



Рис. 14.1. Екіпіровка персоналу під час роботи у приміщенні деаераторної етажерки ОУ

Під час закладання ґрунтових геодезичних знаків контролюються рівні забрудненості майданчика і виїнятого ґрунту, який при необхідності збирають у контейнери і відвозять у сховище.

14.5.2. Основні правила охорони праці й технічної безпеки робіт

Різний характер інженерно-геодезичних робіт висуває свої вимоги з охорони праці й техніки безпеки в галузі будівництва та експлуатації інженерних споруд. Найхарактерніші з них такі:

1. При виконанні робіт у **населених пунктах**, особливо на транспортних магістралях, на територіях промислових підприємств, геодезичний персонал повинен знати правила дорожнього руху, мати демаскувальний (жовтого кольору) одяг, на магістралях виставляти попереджувальні щити (надто під час обстеження підземних комунікацій у колодязях, камерах і шурфах), встановлення яких узгоджується з державною міською інспекцією з безпеки дорожнього руху. **Не дозволяється залишати геодезичні прилади на проїжджій частині вулиць та проїздів без особливої потреби і нагляду.**

2. **Геодезичні знаки** необхідно закладати у свердловинах діаметром 100-300 мм. Так само закладають і глибинні реперы, але такі роботи проводять спеціалізовані підприємства (вишукувальні, бурові). У котлованах дотримуються правил виконання земляних робіт з укріпленням стінок, особливо на слабких ґрунтах (пісок, сугісок, насипний ґрунт тощо).

При закладанні стінних реперів і контрольних марок у фундаментах споруд шпури у стінах і в бетоні розробляють перфоратором, зубилом і молотком, використовуючи спецодяг, рукавиці та захисні окуляри.

3. **Пункти знімальної мережі** на вулицях, проїздах, тротуарах та у дворах слід закріплювати виключно дюбелями зі сферичною шляпкою, забиваючи їх до рівня покриття (асфальту або у розколину між плиткою, щоб гарантувати безпеку руху транспорту й пішоходів. **Категорично забороняється використовувати для цієї мети залізничні костилі та обрізки труб**, якими руйнується дорожнє покриття і створюється небезпека для пішоходів.

4. Під час обстеження **підземних комунікацій** кришку колодязя укладають біля нього так, щоби вона не заважала рухові транспорту, та встановлюють попереджувальний знак “Ремонтні роботи” або “Небезпека”. До спуску в камеру або колодязь необхідно обов’язково перевірити їх на відсутність у них газу за допомогою шахтарської лампи. (Якщо камера наповнена *метаном*, то лампа гасне або зменшується сила її світіння; якщо *світільним газом* – лампа спалахує і гасне; якщо *парами бензину* – полум’я подовжується і забарвлюється у синій колір; якщо *аміачним газом* – гасне без спалаху). **Категорично забороняється перевіряти наявність газу опусканням у колодязь факелів відкритого вогню (папір, свічка тощо)**. При виявленні газів необхідно провести вентиляцію комунікації, відкривши люки сусідніх колодязів, і через деякий час (0,5-1 год) знову проконтролювати ситуацію на наявність газів. Якщо проведені заходи не дають позитивних результатів, роботи припиняють і викликають представників служби експлуатації (водоканалу, теплоенерго, газу та ін.).

Працівник, який спускається в колодязь, повинен мати страхувальний пояс з мотузкою, а на поверхні наготові перебуває його напарник (помічник), щоби при необхідності надати вчасну допомогу. У критичній ситуації помічнику не дозволяється спускатися в колодязь, а тільки витягнути потерпілого на поверхню. Інструменти, ліхтарик, прилади опускають у колодязь на мотузці з відповідним сигналом.

При використанні трубокабелешукачів **забороняється** самостійно (без участі представника енергетичної служби) приєднувати генератор до жили кабелю.

5. При обстеженні **залізничних колій** персонал також одягає жовтий одяг. Крім основних працівників, до складу бригади включають двох сигнальників, яких забезпечують засобами оперативного зв'язку з бригадою і розташовують на відстані до 1 км від місця виконання робіт, щоби завчасно повідомляти про наближення поїзда, особливо на кривих ділянках колій. Зауважимо, що на магістралях з інтенсивним рухом поїздів треба застосовувати методи дистанційних вимірювань з робочих станцій, розташованих поза коліями. Висоту контактного проводу над колією вимірюють лазерною рулеткою або дистанційно тахеометром з вимірюванням кута нахилу та відстані.

У метрополітенах обстеження залізничних колій виконують переважно у нічний час. На автомагістралях сигнальники розташовуються на відстанях 100-300 м. **Забороняється працювати під час грози, заметілі, в тумані.**

6. При обстеженні **мостових переходів** прилади розташовують у пішохідній зоні, а при обмірюванні нижніх частин конструкцій балок і ферм через водойми їх розміщують на опорах або на спеціальних платформах на островах чи в акваторії. Допоміжний персонал повинен володіти верхолазною технікою, але його участь повинна бути обмежена широким використанням дистанційних вимірів безрефлекторним тахеометром, лазерною рулеткою або сканером. Для пересування на човнах і катерах в акваторії робочий персонал повинен знати правила керування плавзасобами, уміти плавати, мати рятувальні жилети, нагрудники, пояси, а на плавзасобах – рятувальні круги.

7. При виконанні робіт у **будівельно-монтажному виробництві** геодезичний персонал повинен дотримуватися загальних правил з охорони праці на будівництві, має пройти спеціальний медичний огляд на право перебування в зоні підвищеної небезпеки. Згідно з чинним законодавством, до верхолазних робіт допускаються особи, яким виповнилося 18 років і які вже пропрацювали більше року під наглядом досвідчених працівників. Персоналу бригади надається спеціальний одяг, взуття, каски.

Під час роботи на монтажних горизонтах геодезичні прилади, штативи, рейки, допоміжне обладнання (візирні марки, рулетка, молоток, ліхтарик тощо) слід розміщувати в таких місцях, щоби уникнути їх падіння з висоти. Місця встановлення приладів повинні мати металеве огороження, а допоміжний персонал оснащується страхувальними поясами. Перебуваючи в зоні зварювальних робіт, електропрогрівання бетону тощо, необхідно остерігатися контакту з електрокабелями та прилеглими конструкціями. При лінійних вимірюваннях у цих умовах безпечно користуватися лазерними рулетками. Застосування лазерних нівелірів та площинковказів обмежується захисними щитами, щоби не допускати попадання лазерних променів в очі персоналу.

8. Під час обстеження **підкранових колій** тахеометр доцільно розташовувати на платформі крана або на спеціальній консолі, що кріпиться до колони (для оператора виділяється окремий поміст з огороженням). Помічник, який пересувається по рейках колії і встановлює в заданих точках контрольні марки, повинен мати верхолазну підготовку, відповідний одяг, взуття, каску та спорядження (страхувальний пояс і два фали з карабінами для почергового прив'язування до троса безпеки, прикріпленого до надійних конструкцій (колона, стіна, платформа крана тощо). При цьому система електрозабезпечення крана повинна вимикатися. Гарантія безпечного виконання таких робіт – максимальне використання точних лазерних сканерів, роботизованих та безрефлекторних тахеометрів.

Предметний покажчик

- Аерофотознімання
 - інфрачервоне 81
 - панхроматичне 78
- Автоколіматор 235
- Алініометр 140, 238
- Базисна фігура ВГМ 288
- Баланс земляних робіт 109,124
- Безпека
 - радіаційна 604
 - технічна 605
- Біклотоїда 194
- Великомасштабні плани
 - основні 71
 - спеціалізовані 71,84
- Вертикальна крива
 - колова 180, 303
 - перехідна 196,197,303
- Виконавче знімання 598
- Висок
 - прямий 143
 - сторчковий 143,144, 497
 - струнний 374, 375
- Вишукування
 - геодезичні 62, 65, 319
 - геологічні 66
 - геотехнічні 67
 - геофізичні 67
 - гідрогеологічні 67, 69
 - гідрологічні 69, 319
 - гідрометеорологічні 68
 - спеціалізовані 70
- Візирна марка
 - однокоординатна 229, 287
 - самоцентрувальна 144, 506
- Віраж 188, 306, 307
- Вісь
 - головна 271, 273
 - основна 271
 - розмічувальна 272
- Вхідний контроль 426
- Галс 322
- Геодезична будівельна сітка 27, 30, 42
- Геодезична мережа
 - внутрішня 26
 - з витягнутих трикутників 29, 369
 - зовнішня 26
 - ортогональна 289
 - просторова 13, 29
 - трилатерації 27, 28
 - триангулатерації 20, 28, 29, 341
 - ярусна 289, 343
- Геодезичний редуційний прилад 175
- Геоїд 13
- Геометрична точність 199-204
- Георадар 88, 90
- Гідравлічний радіус 320
- Гірогеодоліт 381, 382
- Гіротахеометр 383, 384
- Горизонтальні криві
 - клогоїдна 180, 189
 - колова 180
 - перехідна 189
- Державна геодезична мережа
 - висотна 43
 - планова 12
- Деформація планів 100
- Допуски розмірів 200
- Евольвента 313, 314
- Експонента 475-477, 494
- Ексцентриситет
 - осьовий 289-291
 - центральний 267, 478, 548, 581
- Елементи кривих
 - вертикальної 195
 - колової 180, 181
 - перехідної 191, 192
- Еліпс похибок 169
- Еліпсоїд похибок 170
- Ехолот 321-323
- Засічка
 - вертикальна 324
 - кутова обернена 172
 - кутова пряма 168
 - лінійна 171
 - лінійно-кутова пряма 170
 - лінійно-кутова обернена 172, 177
 - створна 171
 - ходова кутова 39, 179

- Індикатор 227, 231, 245
- Кадіоїда 193
- Карти/плани
 - аналогові 76
 - графічні 78
 - електронні 76
 - сканерні 80
 - тепловізійні 81
 - цифрові 76
- Картограма земляних робіт 117, 121, 124
- Категорія траси
 - вододільна 93
 - долина 93
 - косогір на 93
 - поперечно-вододільна 93
- Катеноїд 410
- Квадрант оптичний 248, 249
- Квазігеоїд 14, 45
- Квалітет 203
- Клас точності 200, 202
- Клотоїда
 - з незміщеним центром 189, 191
 - зі зміщеним центром 190, 192
 - інвертна 194
 - несиметрична 194
 - симетрична 194
- Коефіцієнт вертикальної рефракції 51, 57
- Коефіцієнт укусу 363
- Коефіцієнт шорсткості русла 327
- Коефіцієнт Шезі 320
- Контроль стабільності пунктів 480, 482
- Контроль якості геодезичних робіт 597
- Конус насипу 362
- Копір колісний 263
- Крива підпору 321
- Крутість укусу 304
- Лазерне сканування 80
- Лазерний ухиломір 302, 303
- Лімніграф 326
- Марка хрестовини 309
- Математичний центр хрестовини 308
- Методи математичного програмування
 - квадратичного 501, 502, 519
 - кусково-лінійного 501
 - лінійного 500, 502
 - нелінійного 500, 589
- Методи трасування 90, 93
- Мікрометр 227
- Мікронівелір 137
- Мікротелескоп 238, 240
- Модульна система розмірів 198
- Монтажний горизонт 282, 561, 562
- Нівелір
 - гідростатичний 134, 137
 - лазерний 162, 164
 - оптико-механічний 48, 133
 - роторний 163
 - цифровий 161
- Нівелювання
 - бокове 257, 259, 311, 312
 - геометричне 46, 47, 132, 245
 - гідростатичне 135, 137, 245
 - миттєве 325
 - мікрометричне 138, 246
 - тригонометричне 51-59, 137
- Номограма тривалості GPS-вимірювань 19
- Нутромір 227, 253, 264
- Обнесення 275, 302
- Об'єм земляних мас 125
- Одометр 89
- Ортофотоплан 78
- Охорона праці 603
- Палетка
 - координатна 149, 250, 292
 - редуційна 174
- Перевірки ПВП 152, 153
- Передача пунктів на ярус
 - наскрізна 151
 - непряма 153
 - послідовна 151
- Перетворення координат
 - афінне 15
 - конформне 16
- Перехідна крива
 - кадіоїда 193
 - клотоїда 189, 196, 197
- Площиновказ лазерний 163
- Поверхня відносності
 - геоїд 13
 - квазігеоїд 14

- Полігонометричні знаки
 - відновлювані 24
 - ґрунтові 24, 272
 - консольні 25
 - одинарні 25
 - опорні 24
 - парні 25
 - стінні 24
- Полігонометрія
 - міська 21
 - основна 368
 - підземна 369
 - підхідна 368
- Прив'язка ходів
 - азимутальна 22
 - координатна 23
- Прилади ПВП 146, 149, 251
- Прогнозування осідань 474, 475
- Проект планування
 - вертикального 107
 - горизонтального 101, 104
 - поверхні 113
 - профілю 107, 109
 - червоних ліній 101
- Проекція Гаусса–Крюгера 20
- Проеціювання
 - вертикальне 528
 - ортогональне 289
 - похиле 280
- Радіаційний пірометр 470
- Радіотелескоп 434, 436
- Репер
 - глибинний 48
 - ґрунтовий 50
 - колійний 392
 - компенсаційний 49, 50
 - стінний 24
- Референц-еліпсоїд
 - Красовського 12, 45
 - WGS-84 12, 45
- Рівень
 - електронний 139, 464, 498
 - призмовий 243
 - приведений 328, 329
 - рамний 243
- Розмірний ланцюг
 - висотний 432
 - лінійний 206, 208
 - плановий 340, 430
 - плоский 206, 208
 - просторовий 206, 209
- Рулетка
 - лазерна 131, 132
 - мегалева 129, 131, 132
- Серпантина 181, 182
- Система висот
 - динамічних 45
 - нормальних 45
 - ортометричних 45
- Система контролю деформацій 497
- Система координат
 - державна 13, 14, 75, 76
 - місцева 14, 46
 - об'єктна 15, 26, 47
- Сканер
 - лазерний 80, 264, 269, 270
 - тепловізійний 81
- Спосіб вертикального проєціювання
 - наскрізний 152
 - непрямої 154
 - послідовний 152
- Спосіб вимірювання крену
 - диференціальний 457
 - координатний 458
 - полярних координат 456
 - прямої кутової засічки 457
 - рівневий 464
- Спосіб контролю прямолінійності
 - автоколімаційний 234, 260
 - авторефлексійний 235
 - індикаторний 232
 - інтерференційний 236
 - колімаційний 233
 - лазерний 302, 303
 - оптичний 230
 - струнно-оптичний 230, 311
- Спосіб орієнтування шахт
 - автоколімаційний 375
 - гіроскопічний 380
 - двох висків 373
 - двох шахт 379

- з'єднувальних трикутників 374
- кутової засічки 377
- невільного виска 377
- оптичної вертикалі 379
- Спосіб побудови вертикалі**
 - висковий 143
 - оптико-механічний 146, 250, 252
 - лазерний 148, 251
- Спосіб розмічування кривої**
 - вписаного багатокутника 186
 - довільної станції 187
 - кутово-лінійної засічки 184
 - полярних координат 184
 - продовжених хорд 185
 - прямокутних координат 184
 - трьох точок 185
- Спосіб трасування**
 - камеральний 93
 - польовий 93
- Створ**
 - зростаючий 34
 - короткобазисний 142
 - лазерний 281
 - малого кута 140
 - обернено-кутовий 281
 - оптико-мікрометричний 140
 - оптичний 140
 - перекиривний 451
 - послідовний 35, 445
 - рухомої марки 140
 - струнний 444
 - частинний 447
- Стрілка**
 - кривини 310, 318
 - підйому 360, 361, 430
 - прогину 129, 299
 - каркасна 595, 596
- Структура мережі**
 - основна 595, 596
 - робоча 595, 596
- Структура ПВГР 595**
- Теодоліт/тахеометр**
 - електронний 158
 - лазерний 159
- Температурна деформація 465**
- Термокрен 466**
- Топографічне знімання**
 - аерофототопографічне 75, 77
 - лазерне 80
 - мензульне 83
 - тахеометричне 83
- Топографічний план**
 - аналоговий 76
 - електронний 76
 - графічний 78
 - ортофотографічний 78
 - цифровий 76, 78
- Трасошукач 85, 88**
- Тригонометричне нівелювання**
 - двостороннє 52
 - з середини 52
 - одностороннє 51
 - через точку 53
- Трилатерація 27, 29**
- Трипельпризма**
 - віддалемірна 24
 - кругового огляду 294, 496
- Триангуляція 20**
- Триангуляція Делоне 113**
- Ухил**
 - відгону віражу 188, 189
 - віражу 188, 189, 307, 308
 - поздовжній 188
 - поперечний 189, 305
- Центрошукач**
 - авто центричний 240, 241
 - розточний 240, 241
- Центр стрілкового переводу 308**
- Цифрова камера 77, 93, 268**
- Цифрова модель**
 - місцевості 78, 79
 - рельєфу 79, 80

Список використаної літератури

1. *Антыпко, А.И.* Основы дистанционного теплового мониторинга геологической среды городских агломераций / А.И. Антыпко. – М.: Недра, 1992. – 223 с.
2. *Баран, П.І.* Відкриті спортивні споруди / П.І. Баран, С.М. Дівішек. – К.: Будівельник, 1969. – 95 с.
3. *Баран, П.И.* Устройство для разметки осей строительных конструкций / П.И. Баран, М. А. Молякко, Д. Н. Кавунец. – А. с. 396538, Б.И. 1973. – № 36.
4. *Баран, П.И.* Исследование способов уравнивания строительной сетки, создаваемой методом бездиагональных черыреугольников / П.И.Баран, Н.Т.Ковтун, Н.Н.Удовенко // Инж. геодез. – 1974. – Вып. 16. – С. 82-90.
5. *Баран, П.И.* К вопросу выбора масштаба съемки и сечения рельефа для решения задач вертикальной планировки // Инж. геодез. – 1974. – Вып. 16. – С. 90-100.
6. *Баран, П.И.* Съёмка и картографирование подземных инженерных сетей / П.И. Баран, И.П. Совершенный. – К.: Будівельник, 1980. –136 с.
7. *Баран, П.И.* Визирная зеркально-линзовая труба / П.И. Баран. – А.с. 939939, Б.И. 1982. – № 24.
8. *Баран, П.И.* Опыт применения пространственной угловой засечки с лазерной индикацией цели при изучении деформаций мембранного покрытия / П.И. Баран, С.И. Ильина // Инж. геодез. – 1982. – Вып. 25.– С. 14-18.
9. *Баран, П.И.* Геодезический контроль при монтаже скульптуры / П.И. Баран, И.Н. Колесник // Инж. геодез. –1983. – Вып. 26. – С. 61-64.
10. *Баран, П.И.* Методы определения оптимальных элементов юстировки оси вращающейся печи / П.И.Баран // Изв. вузов. Геодез. и аэрофотосъемка. – 1984. – Вып. 1.– С. 19-28.
11. *Баран, П.И.* Внерельсовый способ съемки железнодорожных кривых / П.И.Баран, В.Я. Горбенко // Геодез. и картогр. – 1985. – № 6. – С.12-15.
12. *Баран, П.И.* Исследование точности решения геодезических задач методами математического программирования / П.И.Баран // Инж. геодез. –1987. – Вып. 30. – С. 5-8.
13. *Баран, П.И.* Геодезические работы при монтаже и эксплуатации оборудования / П.И. Баран. – М.: Недра, 1990. – 233 с.
14. *Баран, П.И.* Определение элементов плановой рихтовки крановых путей / П.И. Баран, И.А. Дульский, Д.Н. Кавунец // Геодез. и картогр. – 1991. – № 5. – С.16-19.
15. *Баран, П.І.* Застосування кусочно-лінійного програмування для мінімізації зміщень конструкцій при вивірці лінійних споруд / П.І. Баран // Инж. геодез. – 1991. – Вип. 34. – С. 14-18.
16. *Баран, П.І.* Визначення геометричних параметрів завитки головного циркуляційного насоса АЕС / П.І.Баран, С.П.Войтенко // Инж. геодез. – 1991. – Вип. 34. – С.11-14.
17. *Баран, П.І.* Автоколімаційний спосіб передачі дирекційного кута в шахту / П.І. Баран, В.О.Боровий // Инж. геодез. – 1992. – Вип. 35. – С. 3-6.
18. *Баран, П.І.* Розпланування точки способом бокової засічки / П.І.Баран // Инж. геодез. – 1994. – Вип. 37. – С. 9-13.
19. *Баран, П.І.* До питань розрахунку точності визначення площ земельних угідь аналітичним методом / П.І.Баран // Вісн. геодез. та картогр. – 1994. – № 2. – С.127-132.
20. *Баран, П.І.* До оптимізації технологій і точності приладів для деяких геодезичних робіт / П.І. Баран, Н.О. Міщенко // Вісн. геодез. та картогр. – 1995. – № 2. – С. 32-38.
21. *Баран, П.І.* Тригонометричне нівелювання в інженерно-геодезичних роботах / П.І. Баран, Ф.Ф. Соловійов, В.Я. Чернокозь; за ред. д.т.н., проф. П.І. Барана. – К.: Укргеодез-картографія, 1997. – 130 с.

22. Баран, П.І. До теорії та практики розпланування сучасних перехідних кривих / П.І. Баран // Вісн. геодез. та картогр. – 1998. – № 3. – С. 20-26.
23. Баран, П.І. Дослідження ефективних способів визначення стабільності реперів / П.І. Баран, Н.О. Міщенко // Вісн. геодез. та картогр. – 1998. – № 1. – С. 15-20.
24. Баран, П.І. Перший досвід і проблеми використання GPS-методу в інженерно-геодезичній практиці / П.І. Баран, А.Л. Бондар, П.О. Романишин [та ін.] // Вісн. геодез. та картогр. – 1998. – № 2. – С. 29-36.
25. Баран, П.І. Нові розробки приладів і пристроїв для геодезичного забезпечення будівельно-монтажних робіт / П.І. Баран, Д.Н. Кавунець. – К.: КНУБА, 1999. – 32 с.
26. Баран, П.І. К расчету точности и построения GPS-сетей / П.І. Баран, В.Я. Черноконь // *Materialy konferencji "Metody geodezji, fotogrametriji i teledetekcji dla inzynierji srodowiska i budownictwa"*. – Warszawa: SGAN, 2000. – С. 18-20.
27. Баран, П.І. Досвід інженерно-геодезичних спостережень за зсувами територій міського житлового масиву з висотними будинками / П.І. Баран, В.Г. Сушко, В.Я. Черноконь // *Сучасні досягн. геодез. науки і вир-ва.* – Л.: Ліга-Прес, 2000. – С. 53-58.
28. Баран, П.І. Широкодіапазонний диференціальний метод визначення горизонтальних зміщень та кренів / П.І. Баран // Вісн. геодез. та картогр. – 2003. – № 1. – С. 34-37.
29. Баран, П.І. До питання про точність визначення основних параметрів у витягнутих ходах інженерної полігонометрії / П.І. Баран, В.Я. Черноконь // Вісн. геодез. та картогр. – 2003. – № 2. – С. 16-21.
30. Баран, П.І. Теоретичні засади і реалізація аерофотознімання з GPS-прив'язкою центрів фотографування в польоті / П.І. Баран, В.О. Сулима, В.Г. Сушко [та ін.] // Вісн. геодез. та картогр. – 2003. – № 3. – С. 33-39.
31. Баран, П.І. Досвід використання цифрових технологій великомасштабного картографування у ДНВП "Укрінжгеодезія" / П.І. Баран, І.І. Олексій, Л.В. Плиська [та ін.] // Вісн. геодез. та картогр. – 2005. – № 3. – С. 11-16.
32. Баран, П.І. Визначення нахилу фундаментів споруд за результатами нівелювання контрольних реперів / П.І. Баран // Вісн. геодез. та картогр. – 2005. – № 2. – С. 8-13.
33. Баран, П.І. Концептуальні засади організації інженерно-геодезичних робіт при будівництві та експлуатації нового безпечного конфайнмента об'єкта "Укриття" ЧАЕС / П.І. Баран, В.Г. Сушко, В.Я. Черноконь // *Проблеми безпеки атомних електростанцій і Чорнобиля.* – Вип. 5, НАНУ-Чорнобиль. – 2006. – С. 66-79.
34. Баран, П.І. Модернізація приладів та обладнання для виконання інженерно-геодезичних робіт у висотному будівництві / П.І. Баран, Л.В. Борисюк // Вісн. геодез. та картогр. – 2006. – № 1. – С. 13-16.
35. Баран, П.І. Технологічні та геоінформаційні аспекти інженерно-геодезичних промірних робіт в акваторіях / П.І. Баран, М.П. Михальчук, Л.В. Примак [та ін.] // *Уч. зап. Таврич. нац. ун-та ім. В.І. Вернадського.* Т. 20. – 2007. – № 1. – С. 13-21.
36. Баран, П.І. Врахування температурної деформації при вимірюванні горизонтальних і вертикальних зміщень інженерних споруд / П.І. Баран // Вісн. геодез. та картогр. – 2007. – № 4. – С. 14-20.
37. Баран, П.І. Оптимальні методи визначення положення проєктних ліній на профілі лінійних споруд / П.І. Баран, М.П. Марущак // Вісн. геодез. та картогр. – 2010. – № 5. – С. 14-18.
38. Барановський, В. Топографо-геодезичне та картографічне забезпечення ведення державного кадастру. Системи координат і картографічні проєкції / В. Барановський, Ю. Карпінський, О. Кучер, А. Лященко; за заг. ред. Ю.О.Карпінського. – К.: НДІГК. – 2009. – 92 с. – (Сер. "Геодезія, картографія, кадастр").
39. Белевитин, А.Г. Геодезические работы при строительстве и юстировке РАТАН-600 / А.Г. Белевитин, Ю.К. Зверев // *Изв. ГАО в Пулковск.* – 1972. – № 188. – С. 114-119.

40. *Бисовецкий, Ю.А.* Автоматизация геодезических наблюдений за гидротехническими сооружениями гидроэлектростанций УКРГИДРОЭНЕРГО / Ю.А. Бисовецкий, К.Р. Третьяк, Э.С. Щучик // Гідроенергетика України. – 2011. – № 2. – С. 45-51.
41. *Болгов, И.Ф.* Исследование устойчивости монумента “Слава” в Куйбышеве геодезическими методами / И.Ф. Болгов, Е.И. Маринин, А.М. Русков // Инж. геодез. – 1984. – Вып. 27. – С. 18-21.
42. *Болотин, А.И.* Выравнивание профиля с обеспечением нулевого баланса и минимума площадей выемок и насыпей / А.И. Болотин // Геодез. и фотограм. при мелиорат. стр-ве; межвуз. науч.-темат. сб. – Новочеркасск: НИМИ. – 1981. – С. 40-45.
43. *Большаков, В.Д.* Городская полигонометрия / В.Д. Большаков, Ю.И. Маркузе. – М.: Недра, 1979. – 303 с.
44. *Боровий, В.О.* Експериментальні дослідження двокоординатного кодового автоколіматора / В.О. Боровий // Инж. геодез. – 1992. – Вып. 35. – С. 27-29.
45. *Боровий, В.О.* Автоколімаційні, поляризаційні і лазерні вимірювання в геодезії / В.О. Боровий: монографія. – Чернігів: РВВ-ЧДШЕіУ, 1999. – 231 с.
46. *Боровий, В.О.* Автоматизация геодезических измерений / В.О. Боровий, Л.В. Борисюк, В.Г. Бурачек; за заг. ред. д. т. н., проф. В.О. Борового. – Чернігів: Вид-во “Чернігівські береги”. – 2004. – 368 с.
47. *Бурак, К.Е.* Расчет оптимальных данных для рихтовки пути полярного крана реакторного отделения АЭС / К.Е. Бурак // Геодез. и картогр. – 1992. – № 7. – С. 23-26.
48. *Буш, В.В.* Геодезические работы при строительстве сооружений башенного типа / В.В. Буш, В.В. Калугин, А.И. Саар. – М.: Недра, 1985. – 216 с.
49. *Васютинский, И.Ю.* Гидростатическое нивелирование / И.Ю. Васютинский. – М.: Недра, 1976. – 167 с.
50. *Васютинский, И.Ю.* Геодезические приборы при строительномонтажных работах / И.Ю. Васютинский, Г.Е. Рязанцев, Х.К. Ямбаев. – М.: Недра, 1982. – 272 с.
51. *Видуев, М.Г.* Инженерная геодезия / М.Г. Видуев, Д.И. Ракитов, В.В. Подрезан [та ін.] – К.: Держбудвидав УРСР, 1959. – 457 с.
52. *Видуев, Н.Г.* Геодезическое проектирование вертикальной планировки / Н.Г. Видуев, В.П. Гржибовский. – М.: Недра, 1964. – 250 с.
53. *Видуев, Н.Г.* Вероятностно-статистический анализ погрешностей измерений / Н.Г. Видуев, Г. С. Кондра. – М.: Недра, 1969. – 320 с.
54. *Видуев, Н.Г.* Расчет необходимой точности наблюдений за осадками инженерных сооружений / Н.Г. Видуев, В.С. Староверов // Инж. геодез. – 1972. – Вып. 12. – С. 3-12.
55. *Видуев, Н.Г.* Инженерные изыскания / Н.Г. Видуев, Ю.В. Полищук. – К.: Вища шк., 1979. – 272 с.
56. *Воронков, Н.Н.* Гироскопическое ориентирование / Н.Н. Воронков, В.В. Кутырев, Н.М. Ашимов. – М.: Недра, 1980. – 296 с.
57. *Высокоточные* геодезические измерения для строительства и монтажа Большого Серпуховского ускорителя; под ред. Н. Н. Лебедева. – М.: Недра, 1968. – 304 с.
58. *Выгодский, М.Я.* Справочник по высшей математике / М.Я. Выгодский. – М.: Физматгиз, 1963. – 870 с.
59. *Ганьшин, В.Н.* Построение строительной сетки методом угловых засечек / В.Н. Ганьшин // Геодез. и картогр. – 1958. – № 10. – С. 9-12.
60. *Геодезичний* енциклопедичний словник; за ред. В. Літинського. – Л. : Євросвіт. – 2001. – 668 с.
61. *Геодезические* методы изучения деформаций земной коры на геодинамических полигонах: метод. руков.; отв. ред. А.А.Изотов. – М.: ЦНИИГАиК, 1985. – 113 с.
62. *Геодезические* работы при создании радиотелескопа РАТАН-600: сб. науч. тр. ЦНИИГАиК. – М., 1982. – 165 с.

63. *Геодезия в тоннелестроении*. – В 2 ч.; под общ. ред. А.Н.Баранова. – М.: Геодезиздат, 1952. – Ч. I. – 503 с.; 1953. – Ч. II. – 491 с.
64. *Геодезия*. Геодезические и фотограмметрические приборы; под ред. В.П. Савиных и В.Р. Яценко. – М.: Недра, 1991. – 429 с.
65. *Горохов, Е.В.* Методы и средства измерений при строительстве и эксплуатации подкрановых путей / Е.В. Горохов, Н.Е. Ламбин, В.Н. Ламбин. – Макеевка: Графити. – 1997. – 234 с.
66. *ГОСТ 24846-81*. Грунты. Методы измерения деформаций оснований зданий и сооружений. – М.: Госстандартиздат, 1981. – 26 с.
67. *Гофманн-Велленгоф, Б.* Глобальна система визначення місцеположення (GPS): теорія і практика / Б. Гофманн-Велленгоф, Г. Ліхтенеггер, Д. Коллінз. – К.: Наук. думка, 1996. – 376 с.
68. *Гэ Чжао-Сян*. Высококочувствительный электронный уровень и его применение / Гэ Чжао-Сян, Чжэн Гань, Чжэн Бин [и др.] // *Геодез. и картогр.* – 1992. – № 1. – С. 51-52.
69. *ДБН А.2.1-1*. Інженерні вишукування для будівництва. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 72 с.
70. *ДБН А.3.1-5*. Управління, організація і технологія. Організація будівельного виробництва. – К.: Мінрегіонбуд України. – 2009. – 61 с.
71. *ДБН В.1.2-5*. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів. – К.: Мінрегіонбуд України, 2007. – 14 с.
72. *ДБН В.2.3-7*. Споруди транспорту. Метрополітени. – К.: Держбуд України, 2010. – 195 с.
73. *ДБН В.1.3-2*. Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Геодезичні роботи у будівництві. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 69 с.
74. *Демус, Р.Т.* Похибки визначення параметрів горизонтальних деформацій / Р.Т. Демус // *Вісн. геодез. та картогр.* – 2000. – № 4. – С. 14-18.
75. *Димов, Л.* Применение способа наименьших квадратов для определения наиболее подходящих оформляющих прямых и плоскостей / Л. Димов. – М.-Л.: Стройиздат, 1956. – 35 с.
76. *Дорожинський, О.* Фотограмметрія кінця ХХ століття – здобутки і тенденції / О. Дорожинський // *Сучасні досягн. геодез. науки та вир-ва*. – Л.: Ліга-Прес, 2001. – С. 86-101.
77. *ДСТУ 3215*. Метрологія. Метрологічна атестація засобів вимірювальної техніки. Організація та порядок проведення. – К.: Вид-во стандартів, 2005. – 10 с.
78. *ДСТУ-Н Б В.13.-1*. Виконання вимірювань, розрахунків та контроль точності геометричних параметрів. Настанова. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 122 с.
79. *Інструкція з топографічного знімання в масштабах 1:5000, 1:2000, 1:1000 та 1:500*. (ГКНТА – 2.04 – 02 – 98). – К., 1999. – 155 с.
80. *Інструкція про порядок контролю та приймання топографо-геодезичних та картографічних робіт*. – К.: ГУГКК України, 2000. – 31 с.
81. *Измерение вертикальных смещений сооружений и анализ устойчивости реперов* / В.Н. Ганьшин, А.Ф. Стороженко, А.Г. Ильин [и др.]. – М.: Недра, 1981. – 215 с.
82. *Інструкція по нивелированию I, II, III и IV классов*. – М.: Недра, 1990. – 176 с.
83. *Інструкція по фотограмметрическим работам при создании топографических карт и планов*. – М.: Недра, 1974. – 80 с.
84. *Кавунець, Д.Н.* Економіка і організація геодезичного виробництва / Д.Н. Кавунець. – К.: ІЗМН, 1996. – 152 с.
85. *Каракай, С.В.* Міські мостові переходи України і безпека руху / С.В. Каракай. – К.: КНУБА, 2004. – 159 с.
86. *Карлсон, А.А.* Измерение деформаций гидротехнических сооружений / А.А. Карлсон. – М.: Недра, 1984. – 245 с.

87. *Карпінський Ю.О.* Афіне трансформування координат методом скінченних елементів / Ю.О. Карпінський // Вісн. геодез. та картогр. – 2002. – № 4. – С. 23-27.
88. *Класифікатор* інформації, яка відображається на топографічних картах масштабів 1:5000, 1:2000, 1:1000 та 1:500 (затв. нач. Гол. упр. геодез., картогр. та кадастру при КМ України в 1998 р.). – 36 с.
89. *Костецька, Я.М.* Геодезичні прилади. Ч. II. Електронні геодезичні прилади / Я.М.Костецька. – Л. : Престиж Інформ, 2000. – 324 с.
90. *Коробочкин, М.И.* Алгоритмы и программы оптимального проектирования вертикальной планировки на ЭВМ / М.И. Коробочкин. – М.: МИИЗ, 1973. – 107 с.
91. *Краткий справочник архитектора* (гражданские здания и сооружения); под общ. ред. Ю.Н. Коваленко. – К.: Будівельник, 1975. – 704 с.
92. *Кузьо, И.В.* Современные методы контроля установки оборудования / И.В. Кузьо, Ю.Н. Микольский, Т.Г. Шевченко. – Л.: Вища шк., 1982. – 143 с.
93. *Куриляк, И.С.* Построение и уравнивание пространственных инженерно-геодезических сетей / И.С.Куриляк // Автореф. канд. дис. – Л., 1990. – 20 с.
94. *Левчук, Г.П.* Прикладная геодезия / Г.П. Левчук, В.Е. Новак, В. Г. Конусов. – М.: Недра, 1981. – 438 с.
95. *Лютц, А.Ф.* Разбивка крупных сооружений / А.Ф. Лютц. – М.: Недра, 1969. – 242 с.
96. *Марущак, М.П.* Способи тригонометричного нівелювання електронним тахеометром / М.П. Марущак // Вісн. геодез. та картогр. – 2010. – № 6. – С.11-14.
97. *Микольский, Ю.Н.* Выверка и центровка промышленного оборудования / Ю.Н. Микольский, В. М. Кравченко. – К.: Будівельник, 1979. – 188 с.
98. *Маркшейдерское дело.* Ч. 2; под. ред. И.Н.Ушакова. – М.: Недра, 1989. – 437 с.
99. *Марченко, О.М.* Про перетворення висот і пов'язаних з ними величин / О.М. Марченко // Вісн. геодез. та картогр. – 2007. – № 3. – С. 3 -12.
100. *Марченко, О.М.* Результати побудови моделі квазігеоїда для регіону України (УКГ2006) / О.М. Марченко, О.В. Кучер, О.В. Ренкевич // Вісн. геодез. та картогр. – 2007. – № 2. – С. 3-13.
101. *Марченко, С.Н.* Настенная городская полигонометрия / С.Н. Марченко. – К.: Изд-во Акад. архит. УССР, 1950. – 37 с.
102. *Марфенко, С.В.* Геодезические работы при строительстве синхрофазотрона CERN в Женеве / С.В. Марфенко // Изв. вузов. Геодез. и аэрофотосъемка. – 1958. – Вып. 3. –С. 37-40.
103. *Методы и приборы* высокоточных геодезических измерений в строительстве; под ред. В.Д. Большакова. – М.: Недра, 1976. – 335 с.
104. *Михайлович, К.* Геодезия / К. Михайлович. – М.: Недра, 1984. – 448 с.
105. *Могильний, С.Г.* Геодезичний контроль геометрії металургійного устаткування в умовах його експлуатації / С.Г. Могильний, А.А. Шоломіцький // Вісн. геодез. та картогр.– 2008. – № 5. – С. 10-14.
106. *Михелев, Д.Ш.* Геодезические измерения при изучении деформаций крупных инженерных сооружений / Д.Ш. Михелев, И.В. Рунов, А.И. Голубцов. – М.: Недра, 1977. – 152 с.
107. *Назарчук, А.А.* Широкопредельный высокоточный монтажный нивелир / А.А. Назарчук // Инж. геодез. – 1968. – Вып. 4. – С. 71-75.
108. *Новак, В.Е.* Вычисление основных деформационных характеристик оснований прецизионных сооружений линейного вида / В.Е. Новак, Е.Б. Ключин // Исследов. по геодез., аэрофотосъемке и картогр. Прикл. геодез. – М.: МИИГАиК. – 1976. – Вып. 1/1. – С. 41-46.
109. *Основні положення* створення Державної геодезичної мережі України (затв. Пост. Кабінету Міністрів України від 8 червня 1998 р. № 844). – 15 с.

110. *Павлив, П.В.* Проблемы высокоточного нивелирования / П.В.Павлив. – Л.: Изд-во ЛГУ “Вища шк.”, 1980. –124 с.
111. *Павлив, П.В.* Об определении допустимых колебаний изображений при высокоточном нивелировании / П.В. Павлив, Б.М. Джуман // Геодез. и картогр. – 1977. – № 6. – С. 36-37.
112. *Поликашечкин, А.И.* Геодезическо-маркшейдерское обеспечение строительства подземных сооружений в городах / А.И. Поликашечкин. – М.: Недра, 1990. – 288 с.
113. *Постников, М.М.* Аналитическая геометрия / М.М. Постников. – М.: Наука, 1973. – 751 с.
114. *Правила по технике безопасности на топографо-геодезических работах (ПТБ-88).* – М.: Недра, 1991. – 306 с.
115. *Практикум по прикладной геодезии* / Е.Б. Ключин, Д.Ш. Михелев, Д.П. Барков [и др.]. – М.: Недра, 1993. – 368 с.
116. *Применение геодезических засечек, их обобщенные схемы и способы машинного решения* / П.И. Баран, В.И. Мицкевич, С.Г. Радов [и др.]. – М.: Недра, 1986. –166 с.
117. *Проектування автомобільних доріг. Ч.1;* за ред. О.А. Білятинського, Я.В. Хом’яка. – К.: Вища шк., 1997. – 518 с.
118. *Пустовойт, С.П.* Гідрометрія / С.П. Пустовойт. – К.: Вища шк., 1974. – 208 с.
119. *Раинкин, В.Я.* Определение изгиба Останкинской телевизионной башни геодезическими методами / В.Я. Раинкин // Изв. вузов. Геодез. и аэрофотосъемка. – 1972. – Вып. 1. – С. 43-51.
120. *Руководство по геодезическому обеспечению монтажа и эксплуатации технологического оборудования цементной промышленности.* – М.: Недра, 1983. – 112 с.
121. *Руководство по дешифрированию аэроснимков при топографической съемке и обновлению планов масштабов 1:2000, 1:5000 (ГКИНП 02-121-79).* – М.: ЦНИИГАиК, 1980. – 155 с.
122. *Рязанцев, Г.Е.* Применение обратных отвесов и результаты их исследования при выполнении специальных геодезических работ / Г.Е. Рязанцев, А.М. Назаров, П.А. Никитин // Обз. инф. АИНФ – 518. – М.: ЦНИИАтоминформ, 1980. – 92 с.
123. *Самойленко, А.Н.* Определение геометрических параметров радиотелескопа РТ-70 геодезическими методами / А.Н. Самойленко, В.В. Заец // Инж. геодез. – 2005. – Вып. 51. – С. 244-253.
124. *Сказкин, И.И.* Разбивочные работы при строительстве объекта с вантовым покрытием / И.И.Сказкин // Тр. НИИ прикл. геодез. – Новосибирск, 1980. – Вып. 4. – С. 14-18.
125. *СНИП III-4-80.* Техника безопасности в строительстве. – М.: Госстрой СССР. – 1980. – 142 с.
126. *Справочник по инженерной геодезии;* под общ. ред. Н.Г. Видуева / П.И. Баран, Н.Г. Видуев, С.П. Войтенко [и др.]. – К.: Вища шк., 1978. – 376 с.
127. *Справочное руководство по инженерно-геодезическим работам;* под ред. В.Д. Большакова и Г.П. Левчука. – М.: Недра, 1980. – 781 с.
128. *Умовні знаки для топографічних планів масштабів 1:5000, 1:2000, 1:1000 та 1:500.* – К., – 2001. –255 с.
129. *Фецович, І.П.* Проектування конусів насипу в мостах і шляхопроводах / І.П. Фецович. – К.: Будівельник, 1981. – 104 с.
130. *Фролов, Ю.Н.* Выверка прямолинейности направляющих методом измерений от хорд / Ю.Н.Фролов // Изв. вузов. Геодез. и аэрофотосъемка. – 1973. – Вып. 4. – С. 59-65.
131. *Фролов, Ю.Н.* Выверка прямолинейных направляющих коллиматорным методом и исследование точности / Ю.Н. Фролов, А.Н. Тимофеева // Тр. ЦНИИГАиК. – Т. 37. Новосибирск, 1975. – С. 23-26.
132. *Чеботарев, А.С.* Геодезия / А.С. Чеботарев. – М.: Геодезиздат, 1962. – 614 с.

133. Чопенко, Є.Ф. Глибинний біметалевий репер / Є.Ф. Чопенко // Инж. геодез. – 1997. – Вип. 38. – С. 144-147.
134. Ямбаев, Х.К. Геодезический контроль прямолинейности и соосности в строительстве / Х.К. Ямбаев. – М.: Недра, 1986. – 264 с.
135. Ямбаев, Х.К. Специальные приборы для инженерно-геодезических работ / Х.К. Ямбаев. – М.: Недра, 1990. – 267 с.
136. Baran, P.I. Rotating kiln axis alignment optimal geodetic techniques. Papers International Federation Surveyors. XVII Congres de FIG, Sofia, 19-28.VI.1983, Commission 6. – 10 p.
137. Böhм, J. Prostorowa afinni transformace v geodeticke praxi / J.Böhм // Geodeticky a kartograficky obzor. – 1980. – № 12. – S. 291-297.
138. Brys, H. Zur Geometrie der Deformationen von Gewichtstralsperren-Lamellen / H. Brys // Allgemeine Vermessungs-Nachrichten. – 2000. – 109. – S. 50-56.
139. Geodezja inżynieryjna. T. 1,2. – Warszawa, PPWK. – 1979. – 638 s. 1980. – 602 s.
140. Gocal, J. Prace geodezyjne w budownictwie maczynowym / J. Gocal, M. Żak // Kraków, AGH. – 1985. – № 965. – 321 s.
141. Jakob, G. Pole temperatury i wpływ refrakcji przy pionowaniu optycznym w pobliżu szań zewnętrznych / G. Jakob // Materiały III Konf. Naukowo-Techniczna “Analiza i interpretacja wyników geodezyjnych pomiarów deformacji”, Polanica Zdrój. – 1987. – 223 s.
142. Hennecke, F. Ingenieur-Geodäsie / F. Hennecke, H. Werner // Anwendung im Bauwesen und Anlagenbau. / 2 Auflage. – Berlin, VEB Verlag für Bauwesen, 1986. – 534 s.
143. Sardy, A. Geometrische Auswertung der Manteldeformationen grösser Bauobjekte mit Hyperboloidmantel / A. Sardy, G. Holeczy // Period. Politechn. Civ. eng. – 1980. – 24169-187.

Науково-практичне видання

Баран Петро Іванович

ІНЖЕНЕРНА ГЕОДЕЗІЯ

Монографія

Редактор *А. А. Москалюк*

Художнє оформлення *Т. П. Малишева*

Комп'ютерна верстка *С. М. Ткаченко*

Здано до набору 03.10.2011. Підписано до друку 10.12.2012.

Формат 70 × 100/16. Папір офсетний. Гарнітура Таймс.

Друк офсетний. Умовн. друк. арк. 49,66. Умовн. фарбо-відб. 49,78.

Тираж 500 прим. Зам. 11-700 К.

Віддруковано на ПАТ "ВПОЛ". 03151, Київ, вул. Волинська, 60.

Свідоцтво про внесення до Державного реєстру

серія ДК № 4404 від 31.08.2012 р.