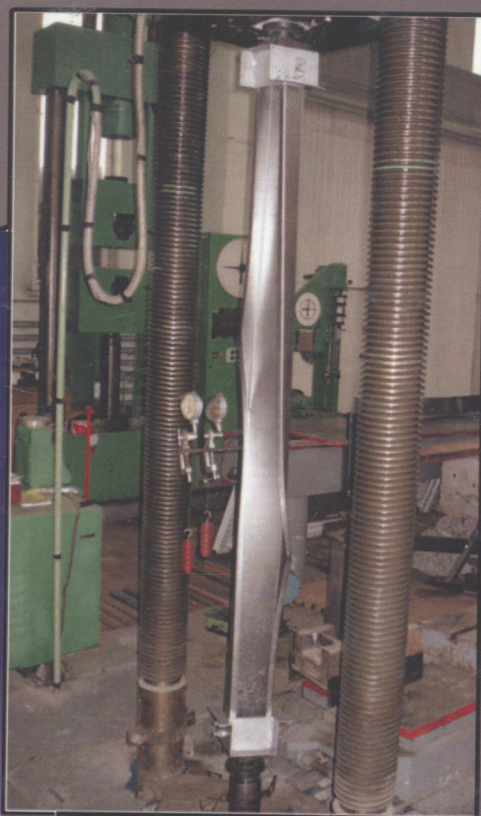
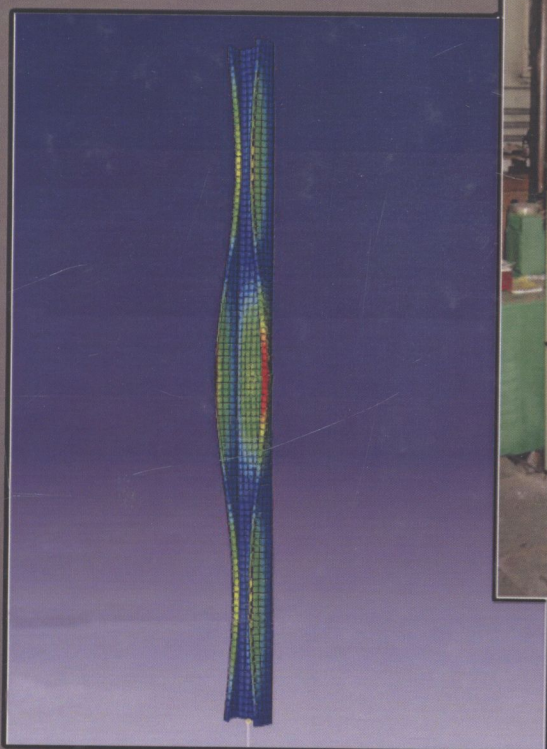


В.З.Кліменко,
І.Д.Бєлов



 **КОНДОР**

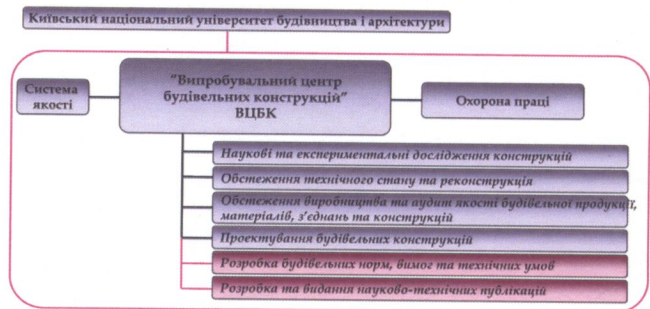
**Випробування конструкцій,
обстеження та моніторинг
будівель і споруд**

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

ВИПРОБУВАЛЬНИЙ ЦЕНТР БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Заснований у 1978р. при кафедрі металевих і дерев'яних конструкцій Київського інженерно-будівельного інституту для виконання експериментальних наукових досліджень в області вивчення і розробки будівельних конструкцій.

З 1995р. акредитований Державним комітетом України з питань стандартизації, метрології і сертифікації як незалежний і технічно компетентний Випробувальний центр будівельних конструкцій.



Напрями науково-дослідних робіт:

1. Проведення комплексних експериментальних і теоретичних досліджень будівельних конструкцій, їх вузлів і фрагментів, каркасів будівель і споруд та їх моделей.

2. Здійснення науково-дослідницьких робіт з метою підвищення науково-технічного рівня експериментальних випробувань будівельних конструкцій, виробів, будівель та споруд, а також удосконалення методів та засобів випробувань будівельних конструкцій та виробів.

3. Впровадження експериментальних випробувань в навчальний процес Київського національного університету будівництва та архітектури шляхом навчання студентів, проведення стажування і підвищення кваліфікації викладачів університету, інженерів та науково-технічного персоналу. Одночасно Випробувальний центр будівельних конструкцій є базою для проведення науково-дослідних робіт аспірантів та докторантів університету.

4. Виконання науково-дослідних робіт за держбюджетною та господарсько-договірною тематикою, у тому числі у рамках спільних європейських проектів, що фінансуються Європейським Союзом.

Науково-дослідні роботи, що виконуються та можуть виконуватись на замовлення сторонніх організацій:

1. Науково-дослідні, сертифікаційні та контрольні випробування будівельних матеріалів, виробів та конструкцій

1.1. Планування та проведення чисельних експериментів із застосуванням сучасних програмних комплексів і пакетів прикладних програм як вітчизняного, так і закордонного виробництва.

1.2. Проведення досліджень і випробувань будівельних конструкцій за теплотехнічними показниками і будівельних матеріалів за теплофізичними характеристиками.

- 1.3. Сертифікаційні випробування будівельних матеріалів, виробів і конструкцій.
2. Обстеження виробництва та аудит якості будівельної продукції матеріалів, з'єднань та конструкцій
3. Обстеження і оцінка технічного стану будівельних конструкцій.
4. Проектування та розробка робочої документації
- 4.1. Розробка робочої документації по підсиленню і реконструкції будівель і споруд.
- 4.2. Розробка архітектурно-будівельної частини проектів нового будівництва.
5. Роботи по підсиленню існуючих будівель та споруд, які зазнали пошкодження протягом експлуатаційного періоду або через перепланування, надбудову поверхів, розміщення нового технологічного обладнання тощо.

Науково технічні послуги

1. Науково-технічний супровід та моніторинг будівельних об'єктів на всіх етапах зведення та експлуатації.
2. Паспортизація будівель і інженерних споруд.
3. Участь у роботах зі стандартизації методів та засобів випробувань, а також розробка нормативно-технічних та організаційно-методичних документів на програми та методики випробувань.
4. Розробка нормативної документації, державних стандартів, технічних умов тощо.

Випробування будівельних конструкцій

- Сталеві й алюмінієві будівельні конструкції, їх елементи і з'єднання.
- Залізобетонні і кам'яні несучі конструкції, бетон, арматура, стінові і дорожні матеріали.
- Дерев'яні несучі конструкції будівель і споруд, комплекти будівель і їх елементи
- Огороджуючі конструкції.



МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БУДІВНИЦТВА
І АРХІТЕКТУРИ

В.З. Кліменко, І.Д. Бєлов

**ВИПРОБУВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ,
ОБСТЕЖЕННЯ ТА МОНІТОРИНГ
БУДІВЕЛЬ І СПОРУД**

Підручник

Друге видання, доповнене і перероблене

Київ



2015

УДК 69.058 (075)

ББК 30.4

К 49

*Рекомендовано Міністерством освіти і науки України
як підручник для студентів вищих навчальних закладів
(Лист № 1/11-12212 від 30.07.2013)*

Рецензенти:

Фурсов В.В. – завідувач кафедри, професор, доктор технічних наук;
кафедра металевих та дерев'яних конструкцій Харківського національного
університету будівництва і архітектури,

Клімов Ю.А. – професор, доктор технічних наук;

Давіденко О.І. – професор, доктор технічних наук.

Кліменко В.З., Белов І.Д.

К 49 **Випробування конструкцій, обстеження та моніторинг будівель і споруд:** Підручник / Кліменко В.З., Белов І.Д. – К.: Кондор-Видавництво, 2015. – 572 с.

ISBN 978-617-7278-12-1

У підручнику розглянуті питання теорії й практики планування, організації та проведення статичних випробувань будівельних конструкцій і споруд. Розглянуті методи та засоби вимірювань параметрів, що визначають деформовано-напружений стан конструкцій, їх оброблення та аналіз результатів дослідження. Подані відомості щодо автоматизації всього процесу випробування. Викладені основи механічного моделювання, методів фотопружності і голографічної інтерферометрії. Теоретичний матеріал ілюструється реальними прикладами випробувань різноманітних натурних конструкцій і споруд та досліджень на моделях.

Обстеження розглянуто як засіб діагностики технічного стану будівельного об'єкта із застосуванням дефектоскопії, неруйнівних механічних і фізичних методів, установлення якості матеріалів. Наведені приклади обстежень різних будівель і споруд. Розглянуті фізичні методи дослідження механічних властивостей матеріалів і напружень в елементах конструкцій.

Моніторинг представлений як форма спостереження за будівельним об'єктом у період його будівництва та експлуатації з урахуванням впливу на технічний стан об'єкта різних факторів природного і техногенного характеру. Вміщені необхідні поняття щодо геодезичного, геотехнічного та тепловізійного моніторингів з прикладами їх виконання.

Призначений для студентів будівельних спеціальностей.

ББК 30.4

ISBN 978-617-7278-12-1

© Кліменко В.З., Белов І.Д., 2015

© Кондор-Видавництво, 2015

ЗМІСТ

Передмова	11
Історичний нарис	14

ЧАСТИНА 1.

СТАТИЧНІ ВИПРОБУВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ

Глава 1. Завдання, види і планування випробувань	29
1.1. Завдання випробувань	29
1.2. Класифікація випробувань	32
1.3. Планування випробувань	35
Глава 2. Випробувальні установки	39
2.1. Загальні вимоги до установок	39
<i>Приклад 1.1. Гравітаційне навантаження залізобетонної плити ...</i>	<i>43</i>
2.2. Випробувальні установки на силовій плиті	49
2.3. Забезпечення стійкості досліджуваної конструкції	53
2.4. Навантаження при випробуванні	55
2.5. Випробування конструкцій в умовах експлуатації	58
Глава 3. Методи і засоби вимірювань в експерименті	62
3.1. Загальні відомості	62
3.2. Вимірювання силової дії на конструкцію	63
3.3. Вимірювання прогинів конструкцій	65
3.4. Вимірювання деформацій	68
3.5. Вимірювання інших переміщень	75
Глава 4. Електротензометрування в дослідженнях будівельних конструкцій.	77
4.1. Фізична основа тензометрування	77
4.2. Типи тензорезисторів	80
4.3. Дослідження плоского напруженого стану.	82
4.4. Вимірювання деформацій у зонах з високим градієнтом напружень	82
4.5. Точність вимірювань із застосуванням фольгових тензорезисторів	85
4.6. Дослідження кінетики розвитку тріщин при крихкому руйнуванні	87
4.7. Установлення функціональних залежностей інтенсивності напружень σ і коефіцієнта поперечної деформації ν від інтенсивності деформацій ϵ	89
4.8. Визначення залишкових напружень	90

Глава 5. Підготовка та проведення випробувань	92
5.1. Розміщення приладів на конструкції.....	92
5.2. Проведення випробувань	96
<i>Приклад 1.2.</i> Планування та проведення експерименту.	103
<i>Приклад 1.3.</i> Дослідження плити просторового покриття	108
<i>Приклад 1.4.</i> Дослідження тріщиностійкості залізобетонної плити	111
5.3. Автоматизування статичних випробувань	112
Глава 6. Оброблення матеріалів випробування	118
6.1. Визначення прогинів і кутів повороту	118
6.2. Визначення зусиль в елементах наскрізних конструкцій.....	122
Глава 7. Приклади дослідження конструкцій і споруд	124
<i>Приклад 1.5.</i> Випробування опорного блоку морської стаціонарної платформи.....	124
<i>Приклад 1.6.</i> Дослідження попередньо напруженої залізобетонної ферми прольотом 24 м	127
<i>Приклад 1.7.</i> Дослідження дерев'яної підпружної панелі прольотом 24 м	129
<i>Приклад 1.8.</i> Дослідження легкого сталевго блока покриття.....	131
<i>Приклад 1.9.</i> Випробування сталевої рами з перфорованих елементів.....	134
<i>Приклад 1.10.</i> Дослідження ребристих панелей з обшивками зі склопластика	135
<i>Приклад 1.11.</i> Дослідження залізобетонної арки з металевою затяжкою.....	139
<i>Приклад 1.12.</i> Дослідження ферми з попередньо напруженою арматурою.....	141
<i>Приклад 1.13.</i> Дослідження підкрюв'яної ферми	142

ЧАСТИНА 2.

ДОСЛІДЖЕННЯ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ І СПОРУД НА МОДЕЛЯХ

Короткий історичний нарис	147
Глава 8. Моделювання конструкцій і споруд	150
8.1. Види моделювання.....	150
8.2. Три напрями механічного моделювання	155
8.3. Дослідження конструкцій і споруд на моделях	159
8.4. Теоретична основа моделювання	162
8.5. Загальні правила моделювання будівельних конструкцій.	165
8.6. Конструювання моделей і стендів.....	168
8.7. Виготовлення моделей	171

Глава 9. Приклади дослідження конструкцій на моделях	175
<i>Приклад 2.1</i> Дослідження металевої споруди	175
<i>Приклад 2.2.</i> Дослідження моделі фундаменту-оболонки	177
<i>Приклад 2.3.</i> Дослідження моделей фрагментів покриття	178
<i>Приклад 2.4.</i> Дослідження моделі попередньо напруженої вантової ферми	180
Глава 10. Оптичні методи дослідження напруженого стану моделей	184
10.1. Метод фотопружності	184
<i>Приклад 2.5.</i> Лабораторна робота. Випробування моделі балки при чистому згині.....	191
<i>Приклад 2.6.</i> Випробування моделей блок-кімнати	196
10.2. Метод голографічної інтерферометрії	199
<i>Приклад 2.7.</i> Дослідження з'єднання елементів дерев'яних конструкцій на клеєних нагельях	201
<i>Приклад 2.8.</i> Дослідження вузла трубчастої ферми	203
<i>Приклад 2.9.</i> Дослідження захисної споруди АЕС	207

ЧАСТИНА 3. ОБСТЕЖЕННЯ БУДІВЕЛЬНИХ ОБ'ЄКТІВ

РОЗДІЛ ПЕРШИЙ ПРИЗНАЧЕННЯ І ПРОВЕДЕННЯ ОБСТЕЖЕННЯ

Глава 11. Мета і зміст обстеження	213
11.1. Мета і програма обстеження	213
11.2. Зміст обстеження	216
Глава 12. Будівельна кліматологія	223
12.1. Зміст будівельної кліматології.	224
12.2. Дослідження кліматичних показників для будівельних норм	225
12.3. Коротка історія створення кліматичних нормативів для будівництва.....	227
12.4. Зв'язок кліматичного показника з нормативною вимогою.....	228
12.5. Ступінь ризику при проектуванні з використанням нормативних величин.	229
<i>Приклад 3.1.</i> Снігове навантаження на арочному покритті.....	231
<i>Приклад 3.2.</i> Снігове навантаження на плоскому покритті.....	238
<i>Приклад 3.3.</i> Обстеження і дослідження роботи сталеві надшахтної будови.....	242
<i>Приклад 3.4.</i> Руїнування несучих конструкцій покриття мартенівського цеху.....	244
<i>Приклад 3.5.</i> Снігове навантаження на покритті у вигляді оболонки від'ємної гаусової кривизни.....	252

Глава 13. Дефекти і пошкодження будівельних конструкцій	256
13.1. Класифікація дефектів і пошкоджень	256
13.2. Помилки проектування конструкцій	257
<i>Приклад 3.6.</i> Помилка проектування	259
13.3. Дефекти і пошкодження металевих конструкцій	262
13.4. Дефекти і пошкодження залізобетонних конструкцій.....	281
13.5. Дефекти і пошкодження дерев'яних конструкцій	293
<i>Приклад 3.7.</i> Обстеження технічного стану дерев'яного покриття будівлі	299
<i>Приклад 3.8.</i> Обстеження технічного стану покриття з кільових панелей-оболонок.	301
<i>Приклад 3.9.</i> Обстеження технічного стану металевих конструкцій покриття	304
<i>Приклад 3.10.</i> Обстеження технічного стану будівлі після пожежі	306
<i>Приклад 3.11.</i> Обстеження покриття по прогонах Z-подібного профілю	312
<i>Приклад 3.12.</i> Обстеження даху житлового будинку	317

РОЗДІЛ ДРУГИЙ

ДЕФЕКТОСКОПІЯ І ВСТАНОВЛЕННЯ ЯКОСТІ МАТЕРІАЛІВ

Глава 14. Фізична основа дефектоскопії	323
14.1. Акустичні методи	323
14.2. Радіаційні методи	325
14.3. Магнітні методи	328
Глава 15. Дефектоскопія залізобетонних конструкцій	333
15.1. Дефектоскопія акустичними методами	333
<i>Приклад 3.11.</i> Дослідження підкроквяної ферми.....	334
15.2. Дефектоскопія радіаційними методами	340
15.3. Дефектоскопія магнітними методами	344
Глава 16. Дефектоскопія зварних металоконструкцій	350
16.1. Зовнішній огляд зварних з'єднань	350
16.2. Акустична дефектоскопія зварних швів.....	352
16.3. Радіаційна дефектоскопія зварних швів	354
16.4. Магнітна дефектоскопія зварних швів	356
16.5. Установлення якості захисного покриття металоконструкцій	358
16.6. Прилади неруйнівного контролю якості матеріалів і технічної діагностики сталевих конструкцій	359

РОЗДІЛ ТРЕТІЙ
**НЕРУЙНІВНІ МЕХАНІЧНІ МЕТОДИ ВСТАНОВЛЕННЯ МІЦНОСТІ
МАТЕРІАЛІВ В КОНСТРУКЦІЯХ**

Загальні відомості.....	371
Глава 17. Неруйнівні дослідження міцності бетону і принципи дії механічних приладів	373
17.1. Теоретичні основи механічних неруйнівних методів	373
17.2. Дослідження міцності бетону визначенням поверхневої твердості	374
17.3. Дослідження міцності бетону визначенням пружного відскоку ...	376
Глава 18. Дослідження міцності бетону приладами локального руйнування	378
18.1. Визначення міцності бетону	378
18.2. Застосування приладу сколення ребра	379
18.3. Застосування приладу комплексної дії	379
18.4. Дослідження міцності легких бетонів	381
Глава 19. Проведення дослідження і оцінювання результатів.	382
19.1. Загальні вимоги	382
19.2. Дослідження міцності бетону визначенням поверхневої твердості.....	384
19.3. Оцінювання результатів досліджень	388
Глава 20. Неруйнівні дослідження міцності металу і деревини	391
20.1. Дослідження міцності сталі	391
20.2. Дослідження міцності деревини	393

РОЗДІЛ ЧЕВЕРТИЙ
**ФІЗИЧНІ МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ МАТЕРІАЛІВ І
НАПРУЖЕНОГО СТАНУ КОНСТРУКЦІЙ**

Глава 21. Дослідження залізобетонних конструкцій.....	397
21.1. Стан питання	397
21.2. Визначення міцності бетону	399
<i>Приклад 3.12.</i> Дослідження акустичним методом міцності бетону монолітної рами-опори	401
21.3. Визначення напруженого стану бетону	402
21.4. Визначення зусиль в арматурі	404
Глава 22. Дослідження металевих конструкцій	406
22.1. Фізична, суть дослідження	406

22.2. Вимірювання напружень і зусиль у стрижневих конструкціях	407
22.3. Вимірювання зусиль у гнучких елементах	409

ЧАСТИНА 4. МОНІТОРИНГ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

Глава 23. Система, мета і завдання моніторингу	413
23.1. Поняття і система моніторингу будівельного об'єкта	413
23.2. Мета моніторингу	416
23.3. Завдання моніторингу	417
23.4. Організація моніторингу	419
23.5. Причини аварій будівельних об'єктів.....	420
<i>Приклад 4.1. Обрушення залізобетонної водонапірної башти</i>	<i>422</i>
Глава 24. Деформації будівель і споруд	426
24.1. Вивчення причин появи деформацій.	426
24.2. Види деформацій	427
Глава 25. Геодезичний моніторинг	431
25.1. Використання результатів геодезичного моніторингу.	431
25.2. Прогнозування деформацій будівель і споруд.	432
25.3. Виявлення грубих помилок вимірювань деформацій.	434
25.4. Періодичність спостережень за деформаціями.	434
Глава 26. Організація геодезичних робіт. Геодезичні знаки.	437
26.1. Організація геодезичних робіт.	437
26.2. Опорні знаки.	439
26.3. Деформаційні знаки.	445
26.4. Визначення переміщень будівель і споруд.	449
Глава 27. Спостереження за локальними переміщеннями	
Автоматизація спостережень	457
27.1. Вимірювання лінійних переміщень.	457
27.2. Автоматизація спостережень	458
Глава 28. Приклади геодезичного моніторингу споруд	464
<i>Приклад 4.2. Дослідження моделі мембранного покриття.</i>	<i>464</i>
<i>Приклад 4.3. Моніторинг мембранного покриття.....</i>	<i>467</i>
<i>Приклад 4.4. Моніторинг висячого покриття.</i>	<i>471</i>
<i>Приклад 4.5. Автоматизована система контролю деформацій</i> <i>великопролітних споруд на основі моторизованих електронних</i> <i>тахеометрів.....</i>	<i>472</i>

Глава 29. Електронні прилади неруйнівного контролю при моніторингу.	475
Глава 30. Геотехнічний моніторинг будівельних об'єктів	484
30.1. Завдання й і загальна характеристика геотехнічного моніторингу.	484
30.2. Коротка характеристика підземного простору об'єкта будівництва.	486
30.3. Технологія дослідження підземного простору.	488
30.4. Система геотехнічного моніторингу.....	490
30.5. Геотехнічне обладнання моніторингу підземного простору.	494
30.6. Засоби моніторингу надземної частини будівлі.	498
<i>Приклад 4.6.</i> Моніторинг висотного житлового будинку.....	502
30.7. Автоматизація моніторингу.....	507
Глава 31. Тепловізійний моніторинг будівель і споруд	509
31.1. Суть проблеми. Завдання тепловізійного моніторингу	509
31.2. Можливості тепловізійного спостереження.	512
31.3. Фізична природа теплобачення.	514
31.4. Будова і типи тепловізорів	516
31.5. Сфери застосування теплофізичної діагностики в будівельній справі.	518
31.6. Прилад теплового контролю при моніторингу.....	519
31.7. Енергоаудит у тепловізійному моніторингу будівельних об'єктів	522
Глава 32. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів	525
32.1. Загальні положення.....	525
32.2. Мета й завдання НТСБО	526
32.3. Організація НТСБО	528
32.4. Програма проведення робіт із супроводу.....	529
<i>Приклад 4.6.</i> Геодезичний моніторинг як складова частина НТСБО.	529
<i>Приклад 4.7.</i> Автоматична система контролю технічного стану будівель і споруд "Титан".....	531
<i>Приклад 4.8.</i> Комплексне рішення по відновленню експлуатаційного стану підземної церкви Різдва Христово Свято-Успенської Києво-Печерської Лаври.....	538
Анотований огляд фахової і навчальної літератури	553
Навчальні видання.....	558

Запрошення до підручника

*Книжка гарна тоді, коли автор
говорить у ній про те, що
потрібно, і так, як це потрібно.*

Аристотель

*Існує природній і недосконалий досвід, який
не усвідомлює своєї могутності і не дає собі звіту
у власних заходах: ним користуються ремісники, а
не вчені... Вище всіх уможлядних знань і мистецтв стоїть
вміння проводити дослід, і ця наука є царицею наук...*

Род жер Бекон

*Для того щоб удосконалити
розум, треба більше
розмірковувати, ніж завчати.*

Р. Декарт

*Люди перестають мислити,
коли перестають читати.*

Д. Дідро

*...два людські прагнення – до знань і могутності –
дійсно збігаються в одному...знання є сила.*

Френсис Бекон

*Найкраще зерно не зможе
прорости, якщо воно не ляже на
підготовлений ґрунт.*

К.Ушинський

*Книги – морська глибина.
Хто в них пірне аж до дна,
Той, хоч і труду має досить,
Дивні перли виносить.*

Іван Франко

ПЕРЕДМОВА

Головними вимогами до будівельних конструкцій, будівель та споруд є надійність і довговічність. Вони забезпечуються на різних етапах їх утворення: як під час проектування, виготовлення, будівництва, так і при їхній експлуатації. На всіх етапах утворення будівельних конструкцій саме одного аналітичного методу забезпечення, головних щодо них вимог недостатньо. Більш достовірні відомості про дійсну роботу конструкцій, несучу здатність та жорсткість дають експериментальні дослідження. Органічне поєднання теоретичних розробок та експериментальних досліджень надають процесу утворення конструкцій комплексного характеру, що відповідає сучасному підходу в удосконаленні відомих та розробленні нових конструктивних форм, з'єднань, методів розрахунку.

Визначення параметрів деформовано-напруженого стану конструкцій, дослідження й контроль навантажування здійснюються за допомогою вимірювальних приладів. Поряд з механічними приладами все ширше застосовуються електричні вимірювачі та різного роду пристрої, що перетворюють фізичні показники на електричні сигнали. Це дає змогу вести всю інформацію в комп'ютер і застосувати її математичне оброблення. Комп'ютеризація практично повністю автоматизує процес випробування, контроль за його проведенням, оброблення результатів та їхнє наочне оформлення.

У цьому підручнику розглядаються випробувальні установки, вимірювальні прилади і методи їх застосування. Надано планування та проведення експерименту, обробка їх результатів. Описані неруйнівні механічні, акустичні, радіометричні, електромагнітні методи дослідження. Розглянуто моделювання і приклади випробування моделей різних конструкцій та споруд, у тому числі з використанням поляризаційно-оптичного та голографічного методів.

У підручнику розглянуті випробування тільки при статичному навантаженні.

Мета й завдання дослідження натурального об'єкта можуть бути досягнуті шляхом його спеціального обстеження, на підставі чого дається висновок про технічний стан об'єкта чи окремої його конструктивної частини. А звідси – пропозиції про можливість його подальшої експлуатації без обмежень чи про необхідність його кардинальної реконструкції, чи підсилення окремих елементів, вузлів і т. ін. Крім інструментального обмірювання об'єкта та фізико-механічних випробувань зразків матеріалів, у сучасній методиці обстеження застосовуються різноманітні механічні неруйнівні й фізичні засоби контролю якості та властивостей матеріалів, які розглянуті в підручнику.

Навантаження і впливи на будівельні об'єкти що є змістом відповідних ДБН, встановлюються за результатами спеціальних досліджень, які виконуються за методиками науки «Будівельна кліматологія». Основи цієї науки викладено в підручнику.

Залежно від мети та завдань дослідження об'єкта, його форми й види можуть бути різноманітними – від випробування натурального об'єкта в реальних умовах експлуатації до випробування як механічної, так і фізичної його моделі з залученням спеціальних методів дослідження. У сучасній науці сформувався й отримав методичне забезпечення такий напрям, як моделювання, який складається з теорії подібності (геометричної та матеріалів), виготовлення та випробування моделей, аналізу результатів та їх перенесення на натурну конструкцію. Синтез випробування натурних об'єктів та їх моделей – прогресивний шлях удосконалення дослідження будівель і споруд.

У підручнику приділено увагу моніторингу будівель і споруд, починаючи з будівництва і на весь період експлуатації. Мета й завдання моніторингу відрізняються від обстеження, а в методах виконання цих робіт багато спільного. Ознайомлення з геодезичним і геотехнічним моніторингами сприятиме запобіганню аварій об'єктів і забезпеченню їхнього нормального функціонування.

Складовою частиною загального моніторингу будівельних об'єктів соціального, громадського та житлового призначення останніми роками став

тепловізійний моніторинг. Його поява зумовлена теплотехнічними вимогами до будівель як з позиції забезпечення комфортних умов для перебування, роботи й повсякденного життя людей, так одночасно із позиції економії енергоресурсів для дотримання цих умов.

Для навчальної дисципліни „Випробування конструкцій, обстеження та моніторинг будівель і споруд” найліпше підходить висловлювання:

*При вивченні наук приклади
корисніші за правила.*

І. Ньютон

Автори взяли це висловлювання епіграфом підручника. Усі приклади узяті з практики і підібрані таким чином, щоб висвітлити більшу кількість різних питань, які виникають при випробуваннях конструкцій, обстеженні й моніторингу будівель і споруд. Практична цінність зауваження І. Ньютона підкріплена такою думкою:

*Теорія викликає переконання,
приклад визначає характер дій.”*

А.І. Герцен

Новим у вітчизняній будівельній справі є впровадження науково-технічного супроводу будівельних об'єктів. Для ознайомлення майбутніх фахівців із супроводом будівельних об'єктів до підручника включено відповідну главу.

Традиційний список першоджерел за темами підручника замінено анотованим оглядом літератури, відповідно до бібліографії як науки, і цьому надано статусу глави. Зроблено як це, так і розміщення цитат, слухних на думку авторів, з наміром гуманітаризації технічної дисципліни. Студентам нагадуємо:

*Учіння без роздумів шкідливо,
Роздуми без учіння небезпечні.*

Стародавній афоризм

Автори дякують рецензентам і доценту П. Е Бабічеву за цінні зауваження до рукопису підручника та інженерові Н. М. Бугаєнко за допомогу в оформленні рукопису.

ІСТОРИЧНИЙ НАРИС

Короткий огляд шляху розвитку випробування будівельних конструкцій торкнеться тільки окремих його етапів, які демонструють становлення випробування як самостійної наукової та практичної складової комплексу проектування й дослідження будівельних конструкцій і споруд.

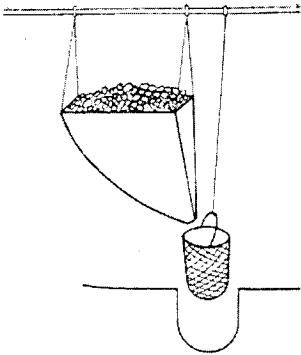


Леонардо да Вінчі

Почнеться нарис із Леонардо да Вінчі (1452 – 1519) – визначної вершини людського генія. Його увагу принаджували усі види механіки. Заходившись конструюванням підйомними механізмами, він перевіряв дріт на розрив і зробив ескіз, щоб показати, як це слід робити (рис.1, *a*). Леонардо випробував дерев'яні балки на згинання і встановив: у скільки разів одна коротша за іншу, в

стільки разів більший вантаж вона здатна витримати. Досліджуючи опір колон, він дійшов висновку, що їхня міцність обернено пропорційна довжині (це перша згадка про стійкість) і залежить від розмірів поперечного перерізу.

a



б

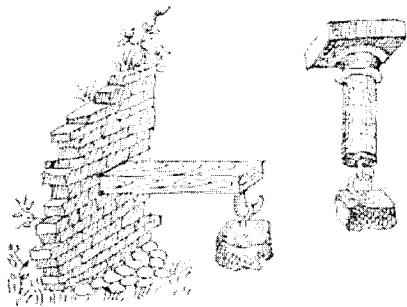


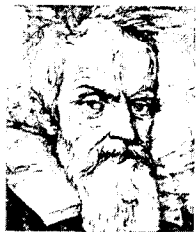
Рис. 1. Приклади випробування:

a – розрив дроту, малюнок Леонардо да Вінчі (≈ 1500 р.);

б – малюнки Г.Галілея до випробування балок і стержнів

Ще один велетень Відродження – Галілео Галілей (1564 – 1642) після конфлікту з інквізицією спрямував свою увагу на земні справи і залишив яскравий слід у механіці й міцності матеріалів заклавши підвалини науки опору матеріалів. У своїй великій праці „Бесідах ...” він наводить рисунки, що

ілюструють міркування про міцність (рис.1, б). Це перші дослідження міцності різних елементів у стадії їхнього руйнування. Можна вважати, що Галілей стояв біля джерела моделювання. Порівнюючи міцності консольних балок, він дійшов висновку, що геометрично подібні балки нерівноміцні. Він писав: "Якщо балка буде величезних розмірів, то вона буде трошиться від власної маси, якщо менших – спроможна витримати якийсь вантаж додатково". Це відомий закон Галілея про «слабкість гігантів».



Г. Галілей

Г.Галілея справедливо вважають творцем експериментальної науки. Він першим зробив експеримент основним знаряддям пізнання і навчив цьому інших. На підставі спостережень за тілами, що вільно падають, він висловив сумнів щодо ствердження Арістотеля, проте що важкі тіла падають швидше від легких. Галілей запропонував

студентам замінити уявний досвід експериментом. Він вигадав, як змоделювати силу тяжіння різних за масою тіл і вирішив замінити вільне їхнє падіння сковзанням по похилій поверхні. Експериментально він установив, що швидкість падіння всіх тіл однакова, незалежно від їхньої маси. Згодом стався відомий експеримент з ядром і кулею, які скидали з Пізанської башти.

Звісно, і до Галілея деякі вчені доповнювали спостереження природи спеціальними дослідями. Проте саме Галілей почав активну боротьбу зі схоластикою і пануванням Александрійської школи – послідовниками Арістотелевого Лікея. Галілей вважав, що важливе завдання вченого – обмірковувати і математично оброблювати спостереження, оскільки казав він, "природа написана мовою математики, її літерами є трикутники, кола та інші геометричні фігури, без допомоги яких людині неможливо зрозуміти її мову: без них - даремне блукання в темному лабіринті". Він стверджував, що результати, отримані таким шляхом, будуть підтверджені наступними дослідями, "тому що наші міркування повинні належати почуттєвому світу, а не паперовому світу".

Метод Галілея: дослід – робоча гіпотеза – математична модель, а потім експериментальна перевірка. Цім методом вчені користуються зараз і не допускають, щоб його можна замінювати іншим.

Едм Маріотт (1620 – 1684) – абат, ігумен монастиря в Діжоні – вирішив багато завдань з фізики і механіки. При проектуванні трубопроводу для водопостачання Версальського палацу займався вивченням опору і міцності труб (рис. 2, *a*). „Мимохіть”, він відкрив відомий закон руху рідини в трубах.

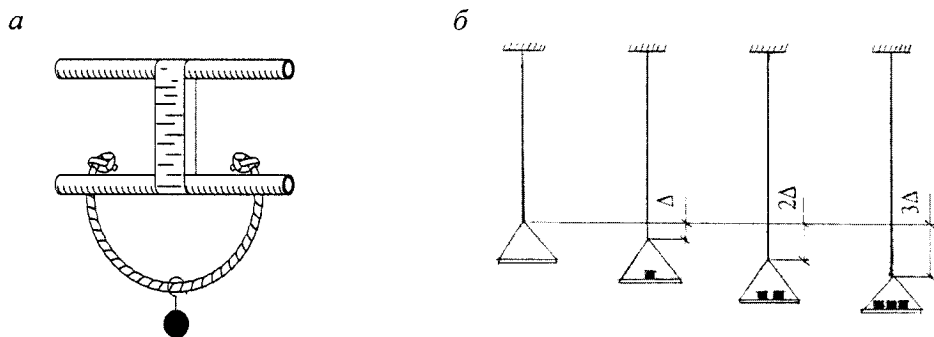


Рис. 2. Експерименти Е. Маріотта і Р. Гука:
a – малюнок Маріотта до випробування труб; *б* – досліди Гука з дротами



Роберт Гук

Роберт Гук (1635 – 1703), син провінційного священика, з дитинства захоплювався безліччю несумісних між собою речей, зокрема винаходом усяких механізмів (і створив їх дуже багато) та механікою. З дослідів, що ілюструються на рис.2, *б*, він сформулював свій закон пружності.



Ш. Кулон

Шарль-Огюстен Кулон (1736 – 1806), військовий інженер, з приводу вирішення практичних завдань фортифікаційного будівництва досліджував деревину на розтягання, стискування, зріз, згинання, створивши для цього оригінальні прилади.

Це тільки декілька прикладів участі у вирішенні проблем міцності матеріалів і конструкцій видатних мислителів та вчених Середньовіччя та пізніших часів, що увічнили своє ім'я в інших галузях не тільки науково-

технічних знань (Г. Галілей – астроном, Л. да Вінчі – творець загадкової „Джоконди”, Ш.Кулон – винахідник основного Закону електростатики).

Далі ознайомимося з інженерами і вченими, що зробили значний внесок в випробування будівельних конструкцій, скажемо про роль деяких зарубіжних і вітчизняних фахівців.

В усі часи конструкції випробувалися в разі виробничої необхідності. Вже в XVIII ст. розпочали випробувати різні матеріали, окремі деталі, а часто навіть конструкції. Створювалися спеціальні установки, наприклад, для дослідження роботи елементів на розтягування (рис. 3, а; звертаємо увагу на час цих випробувань).

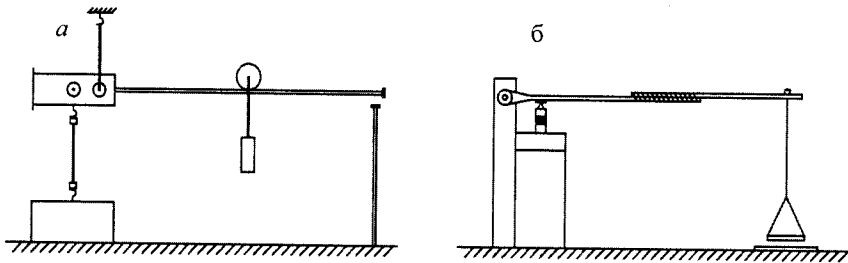


Рис. 3. Установки для випробування:

- а – установка Мусшенбрука для дослідження стрижнів на розтягування (1729);
- б – установка Готе для випробування зразків цегли (1826)

З XIX ст. стало за правило перед початком будівництва об'єкта проводити дослідження матеріалів чи конструкцій. Будується мурований міст, і мостобудівник Готе створює установку для дослідження властивостей цегляних кубиків (рис. 3, б). Результати увійшли до керівництва з будівництва моста. Будівник першого висячого моста в Англії інженер Тельфорд створює стенд для випробування сталевих тросів та вирішення деяких питань статички споруди (рис. 4).

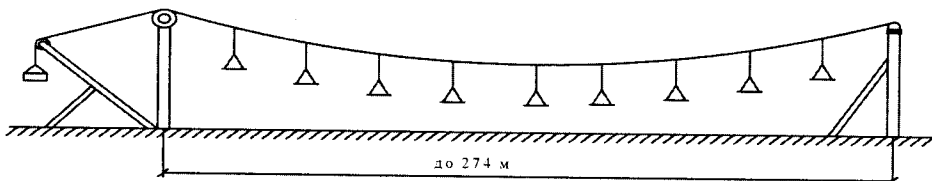


Рис. 4. Стенд Тельфорда (1826) для випробування тросів

Варто звернути увагу на приклади, що продемонстровані. Принцип важеля застосовується і в сучасних установках, ми з ними ознайомимося. Форма зразків на розтягування в експериментах Мусшенбрука ще не повністю відповідає сучасній, але в зразку чітко визначається робоча зона. В установці Готе використано призми для кращого центрування плеч важеля (сучасний підхід). Що стосується стенда Тельфорда, то він унікальний і для нашого часу.

Спочатку потреба мостобудування, а потім – промислового та цивільного будівництва спричинили необхідність створити експериментальну базу. В 1847 р. в Лондонському університеті проф. Годкінс організував першу випробувальну лабораторію. Згодом, у 1871 р. в Мюнхенському політехнікумі проф. І. Баушингер заснував державну лабораторію з випробування будівельних конструкцій. Вона була устаткована за останнім словом техніки, обладнана потужною машиною (50 т) і стендом для дослідження конструкцій прольотом до 50 м. Баушингер вперше почав дуже точно вимірювати деформації, для чого створив прилад **тензометр**. За принципом дії він не відрізнявся від сучасних тензометрів. Шпичаками призм прилад закріплюється на конструкції, при цьому одна з призм-опор рухома і з'єднана подвійним важелем і довгою стрілкою зі шкалою, завдяки чому прилад мав дуже велику точність. Баушингер почав вперше будувати діаграми „навантаження-деформації”. Напевно, саме з 1871 р. можна починати відлік становлення випробування конструкцій не тільки як заняття, що має прикладний характер, а як самостійної науки.



І. Баушингер

І. Баушингер (1834 – 1893) німецький інженер-механік, спеціаліст з випробувань будівельних матеріалів. З 1850 р. навчався у Політехнічній школі, з 1853 р. – в Мюнхенському університеті, де вивчав математику, фізику, астрономію. Закінчив університет у 1857 р., викладав математику та фізику в професійній школі в місті Фюрт.

У 1868 р. Баушингер був запрошений на посаду професора кафедри механіки в Мюнхенську вищу технічну школу. Тут у 1870 р. він організував випробувальну лабораторію, в якій були виконані важливі дослідження механічних властивостей сталі, цементних, дерев'яних та кам'яних матеріалів. Баушингер досліджував температурний вплив, повторні навантаження на металеві будівельні матеріали. Відкрив ефект, який назвали в його честь ефектом Баушингера. Він створив ряд підручників.

З метою стандартизації методів будівництва та будівельних матеріалів у 1884 р. Баушингер організував конференцію-нараду експертів у Мюнхені, ініціював аналогічну конференцію в Дрездені (1886) та міжнародну конференцію в Берліні (1890). З 1884 р. він був головою сформованою Мюнхенською конференцією комісії зі стандартизації методик випробувань матеріалів. На основі цієї комісії в 1896 р. було створено Германську асоціацію з випробування матеріалів.

Шлях розвитку цієї науки в Росії розглянемо з випробування моделі аркового моста І.П. Кулібіна. Проект моста через Неву в Петербурзі прольотом 300 м (рис.5, а) залишився нереалізованим. Гратчасті стінки арок Кулібіна почали застосовуватися в Росії в 1835 р. Модель моста зберігається в Ермітажі.

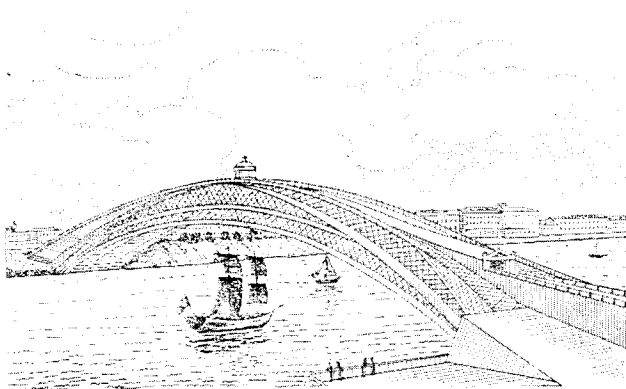


І.П. Кулібін

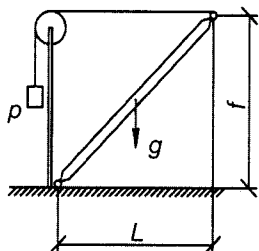
Іван Петрович Кулібін (1735 – 1818) продемонстрував вміння російських інженерів використовувати експериментальні методи при проектуванні. Він вперше розробив теорію випробування на моделях. Цікаво ознайомитися з процесом створення проекту моста. До остаточного рішення він дійшов не одразу. Після розроблення першого варіанта він зробив модель в 1/40 натуральних розмірів, яка витримала навантаження, що в 15 разів перевищувало власну масу моделі. Удосконалюючи цей варіант, І.П. Кулібін провів експериментальне обґрунтування слушності прийнятої схеми і розмірів арки. З метою визначення розпору він сконструював

оригінальний прилад (рис.5, б). За схемою рис.5, б було зроблено три подібних моделі; кожна наступна мала розміри удвічі більші за попередню. Він установив, що при однаковому f/l співвідношення протитяг P виявляється таким самим, як співвідношення власної маси бруска g . За допомогою приладу по рис. 5, в було встановлено: при $f/l = 1/6$ розпір $H = 1,5q$; при $f/l = 1/4$ розпір $H = q$ і т. д., що повністю відповідає теоретичним розрахункам.

a



б



в

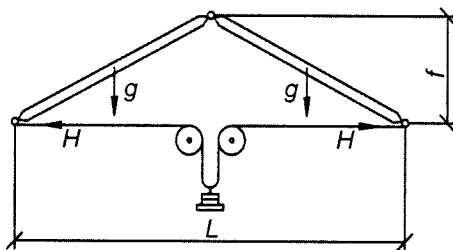


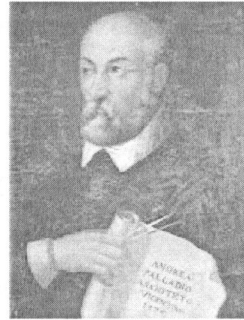
Рис. 5. Міст і схема приладів Кулібіна:
a – арковий міст; *б* – прилад для визначення залежності між розпором і підйомом арки; *в* – прилад для визначення розпору залежно від положистості арки

Спираючись на отримані результати І.П. Кулібін у третьому варіанті моста дав по суті робочий проект з докладним описом конструкції і вказівками щодо виконання робіт. Випробування моделі в масштабі 1/10 довели практичну можливість здійснення такого велетенського моста.

Як другу ілюстрацію до розвитку випробування споруд у Росії, розглянемо дослідження ферм покриття Московського манежу прольотом 50 м. Рідкісні за розмірами несучі конструкції з деревини для свого часу, заслуговують поваги й від нас. Тому зупинимось на них докладніше. Автор проекту Августин де Бетанкур (1758 – 1824) – генерал-лейтенант російської служби, архітектор, інженер-механік та організатор транспортної системи Російської імперії.



Августин де Бетанкур



Андреа Палладіо

Майже всі стержневі кроквяні конструкції XVIII і першої половини XIX ст. репродукували палладіанські схеми в різноманітних варіаціях.

Андреа Палладіо (1508 – 1580) – видатний венеціанський архітектор епохи Відродження і гуманіст. Запропонував багато типів ферм (на той час – з дощок), які застосовуються й досі. Це майже єдиний архітектор, ім'ям якого назвали цілий напрям в архітектурному будівництві Західної Європи — палладіанство. Розрізняють також англійське палладіанство, російське тощо. Представниками російського палладіанства вважають Чарльза Камерона, Миколу Львова, Джакомо Кваренгі. В Батурині (Україна) Ч. Камерон побудував палац та два флігелі для Кирила Розумовського (1803 р. реставровано) – шедевр архітектора. Архітекторові М. Львову належить декілька споруд в Україні (найкращі — садиба Стольне для О.А. Безбородька, садиба Диканька для В. П. Кочубея). За проектами Джакомо Кваренгі в Україні побудовано садибу М. І. Камбурлея в Хотені, собор Спасо-Преображенського монастиря міста Новгород-Сіверський (збережений, діючий). Цікавим, але

малодослідженим зразком палладіанства в Україні є садиба Браницьких у селі Рудому (Київська область, суцільна руїна).

Одним із кращих рішень покриття того часу є саме ферми Московського манежу збудованого в 1817 р. Ферми являють собою вписані одна в одну шпренгельні балки, що утворюють чотири ряди (рис. 6, а). Поступовому зростанню до опор зусиль у верхньому поясі відповідає збільшення його поперечного перерізу (з одного бруска до чотирьох, перерізом 28×28 см). Нижній пояс із двох брусів перерізом 30×30 см, з'єднаних за допомогою поперечних шпонок і болтів.

Точного уявлення щодо статики ферм у той час не було. Про це свідчить той факт, що автор проекту не довів підкосів першого і другого рядів до середини ферми. Додання розкосів повністю забезпечило б жорсткість конструкції. Експериментально були досліджені дві ферми, з яких створили просторовий блок зі зв'язками жорсткості. Із сучасної точки зору, експеримент проведено дуже грамотно. Навантаження здійснювалось на одному спаді, тобто цілком слушно було припущено, що це гірший випадок. Виявлена надмірна піддатливість в'язів зсуву в нижньому поясі (рис. 6, б), внаслідок чого прогини ферми були значними. Конструкція нижнього поясу була змінена, замість шпонок застосували врубки (рис. 6, в).

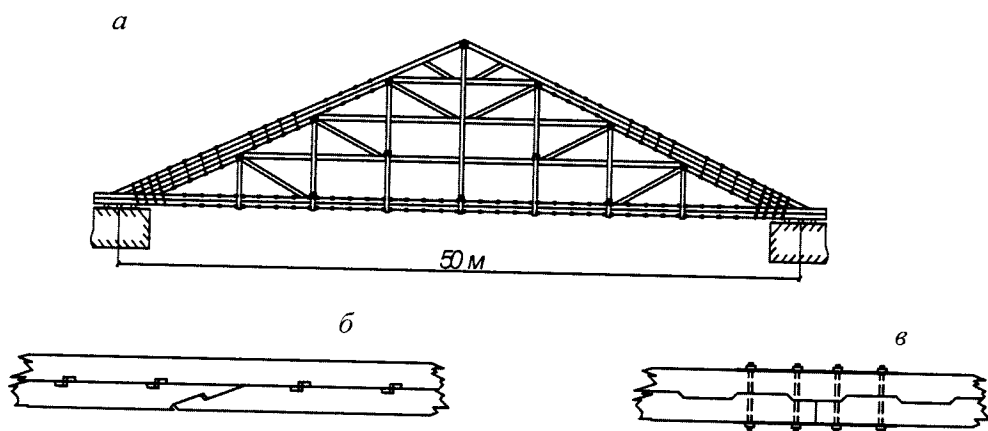


Рис. 6. Конструкція ферми покриття Московського манежу:
а – загальний вигляд ферми; б – деформація зсуву в нижньому поясі при випробуванні; в – прийнята конструкція нижнього пояса

Покриття манежу проіснувало майже 120 років завдяки високій якості деревини і дотриманню правил експлуатації (через 120 років проводились дослідження покриття, внаслідок чого встановлено, що міцність деревини на згинання дорівнювала 100 МПа і модуль пружності 10^4 МПа).

Значний вклад у розвиток випробування конструкцій і матеріалів внесли інженери і вчені родом з України: П.І. Собко (1819 – 1870), Д.І. Журавський (1821 – 1891), М.А. Белелюбський (1845 – 1922), які заклали підвалини будівельної науки.



П.І.Собко



Д.І.Журавський



М.А.Белелюбський

З початком будівництва багатоповерхових цегляних будівель випадки їх руйнування учинились непоодинокі. Інженер П.І. Собко заходився вирішити цю проблему і розробив правила мурування цегляних стін. Він запропонував призначати висоту і товщину стін залежно від міцності цегли, для чого розробив і впровадив у практику спеціальні таблиці. Він розробив метод визначення міцності цеглини шляхом випробування його на перелом і створив для цього пристрій, що отримав назву „снаряд”. Це, ймовірно, перший приклад визначення необхідної характеристики міцності – на стискання в стіні, за іншим механічним показником – міцності на перелом (тобто побічним шляхом). П.І. Собко організував першу в Росії лабораторію по випробуванню будівельних матеріалів. Він був одним з кращих лекторів Петербурзького інституту корпусу інженерів шляхів сполучення.

Видатний інженер і вчений Д.І. Журавський запропонував багато нового в практику будівництва, проектування і розрахунку дерев'яних мостів. Він вважав, що „...обчислювання без контролю дослідом часто межують з фантазією”, і широко застосовував випробування конструкцій. Розглянемо один його винахідливий і

витончений експеримент. Застосовуючи ферми Гау в містобудівництві, він замінив у ґратах дерев'яні стійки на сталеві підвіски (рис.7).

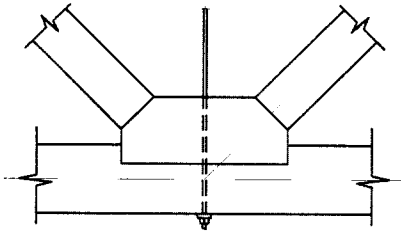
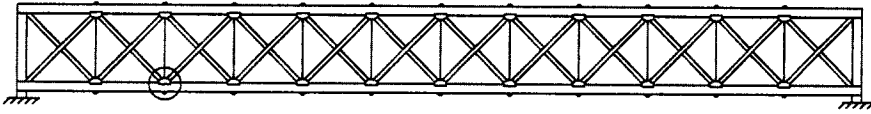


Рис. 7. Ферма Гау – Журавського

Щоб перевірити методику розрахунку ферм необхідно було переконатися в правильності теоретичного розподілу зусиль у підвісках. Д.І. Журавський виготовив модель ферми з підвісками – струнами, натягнутими однаковим зусиллям, що мали однаковий тон бриніння. Після завантаження моделі бриніння струн змінилося – від опор до середини прольоту тон бриніння ставав глухішим. Це підтвердило припущення вченого, про зменшення зусиль натягіння в підвісках від опор до середини прольоту ферми.

Студентам відома формула для визначення дотичних напружень в балках, що працюють на згин. Д.І. Журавський розв'язав проблему цих напружень (до речі, у 23-річному віці), досліджуючи теоретично та експериментально роботу мостових складених балок з дерев'яних брусів. Він вивів формулу для підрахунку зусиль зсуву, яка носить його ім'я.

П.І. Собко і Д.І. Журавський – не тільки земляки, вони отримали освіту в Ніжинській гімназії, яка мала в ті часи математичний ухил.

М.А. Белелюбський – це велетень у галузі будівництва кінця XIX ст. і початку XX ст. Наукову діяльність розпочав ще на студентській лаві, а в двадцять років очолив механічну лабораторію Петербурзького інституту

інженерів шляхів сполучення і перетворив її на провідний науковий центр випробувань матеріалів і конструкцій. Його метод дослідження будівельних матеріалів циклічним заморожуванням з 1891 р. отримав світове визнання. В кінці XIX ст. назріла необхідність установити одноманітність випробування матеріалів М.А. Белелюбський взяв активну участь у Першій міжнародній конференції з цього приводу і ввійшов у постійний комітет з координації досліджень в цій галузі. Визнанням його заслуг стало обрання його в 1908 р. президентом Міжнародного товариства по випробуванню будівельних матеріалів.

М.А. Белелюбський – автор понад ста проектів мостів. У сталевих мостах запропонував і провів дослідження ряду конструктивних нововведень. Правильно оцінивши майбутнє залізобетону він доклав багато зусиль для впровадження його в мостобудівництво та інші споруди. Він першим почав проводити випробування різних залізобетонних конструкцій: плит, балок, колон. Багато зробив з вивчення властивостей різних цементів; під його верховенством було розроблено керівництво по застосуванню цементів.

Д.І. Журавський і М.А. Белелюбський, правильно розуміючи роль і місце експериментальних досліджень, всіляко сприяли впровадженню випробувань у повсякденну інженерну діяльність.



Є.О.Патон

На початку XX ст.. великі за обсягом випробування спочатку дерев'яних, а потім сталевих (їх називали залізними) мостів проводив акад. Євген Оскарович Патон (1870 – 1953). Це було складовою частиною першої половини його творчого і трудового шляху, який він присвятив мостобудуванню. З 1905 р. Є.О. Патон пов'язує свою долю з Україною.

У Київському політехнічному інституті він створює кафедру мостів і керує нею понад чверть століття. Є.О. Патон організував першу мосто-випробувальну станцію, яка проводила дослідження мостів по всій території країни. На цій станції розроблялося нове устаткування і прилади для

випробування дерев'яних і сталевих мостів, удосконалювалася методика досліджень. Висока організація досліджень і впровадження передових досягнень були притаманні Є.О. Патону, коли він розпочав роботи зі зварними з'єднаннями в металевих конструкціях замість трудомістких і складних клепанних з'єднань. Перший у світовій практиці цільнозварний міст довжиною 1543 м у м. Києві носить ім'я акад. Є.О. Патона. Багаторічні всебічні дослідження і догляд за технічним станом моста підтвердили доцільність такого рішення складної інженерної споруди (рис. 8).

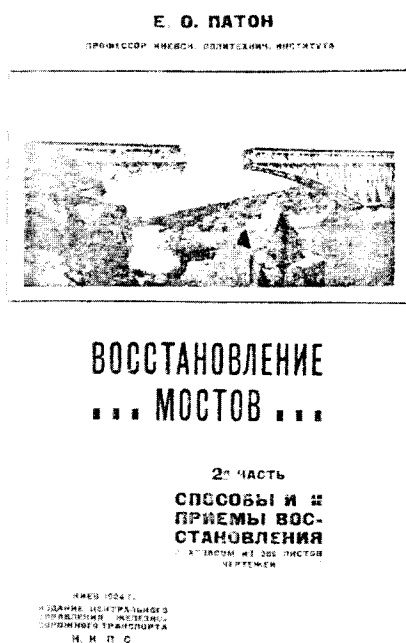


Рис. 8. Обкладинки підручників Є.О. Патона з будівництва та відновлення мостів

ЧАСТИНА 1

**СТАТИЧНІ
ВИПРОБУВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ**

*"Один дослід я ставлю вище, ніж тисячу
думок, народжених тільки уявлення..."*

М.В. Ломоносов

Глава 1.

ЗАВДАННЯ, ВИДИ І ПЛАНУВАННЯ ВИПРОБУВАНЬ

1.1. Завдання випробувань

У будівельному виробництві експериментальні методи дослідження роботи конструкцій широко використовуються при вирішенні різних інженерних завдань. Вони допомагають правильно спроектувати, побудувати, експлуатувати конструкцію (споруду), а в разі необхідності провести реконструкцію або підсилення.

Роль експериментальних методів постійно зростає у зв'язку з необхідністю підвищення якості будівельних конструкцій, їхньої надійності та довговічності при одночасному зниженні вартості й матеріалоємності. Це потребує від інженера доброго знання засобів і методів проведення випробувань та вміння оцінити працездатність і експлуатаційну надійність конструкції.

Випробування - це експериментальне визначення значень параметрів і показників якості об'єкта дослідження в процесі його функціонування або при імітації впливу на нього за заданою програмою. Об'єктами випробувань можуть бути матеріали, вузли, окремі елементи, конструкції й споруди, інші складні технічні системи. У процесі випробувань об'єкт піддають одному або декільком зовнішнім впливам (силовим, температурним, вологим та ін.) і при цьому визначають необхідні за програмою дослідження механічні та фізичні параметри – міцність, жорсткість, тріщиностійкість, морозо-, волого- і термостійкість тощо.

Для багатьох видів випробувань існують стандарти, що регламентують методи й умови випробувань, форму та розміри зразків і моделей, схеми обпирання і завантаження натурних конструкцій, перелік параметрів, що реєструються та інші відомості. Часто випробування конструкцій або споруд мають унікальний характер, потребують значних матеріальних витрат і часу для їхнього здійснення. При випробуванні об'єкта дослідження руйнуванням

немає можливості повторити експеримент, тому такі, втім як і всі інші випробування, повинні ретельно плануватися й проводитися з постійним поточним контролем за ними.

До будь-якої конструкції або споруди пред'являються такі вимоги:

1) споруда в цілому, а також окремі її конструктивні елементи повинні мати достатню несучу здатність: (міцність, стійкість форми і положення);

2) переміщення, величини розкриття тріщин не повинні виходити за межі, що забезпечує нормальні умови експлуатації конструкцій.

У той же час не повинні допускатися зайві запаси.

При експериментальному оцінюванні дійсного стану і працездатності конструкції (споруди) потрібно мати на увазі:

- умовність розрахункової схеми та її відхилення від дійсної роботи конструкції;
- умовність розрахункових характеристик матеріалу;
- вплив факторів зовнішнього середовища, чого можна не передбачати звичайними розрахунками.

Часто відмінність дійсної роботи конструкції чи споруди від їх теоретично передбачуваної роботи буває досить істотною.

Основні завдання експериментальних досліджень полягають у:

- максимальному наближенні експериментальних досліджень конструкції до експлуатаційних умов;
- встановленні відзнак фактичної розрахункової схеми конструкції, яка випробовується, від теоретичної;
- визначенні дійсної роботи нерозрахункових ділянок (наприклад, з концентраторами напружень), вузлів та спряжин конструктивних елементів і т. ін.
- визначенні особливостей роботи конструкції на всіх етапах навантаження, виявленні механізму руйнування, встановленні запасів по несучій здатності і характеру її вичерпання;
- використанні отриманих результатів для вдосконалення конструкції;

– коригуванні існуючого чи розроблення нового методу розрахунку.

Таким чином, випробування є засобом, який дає можливість отримати відомості про відповідність реальної конструкції її теоретичній моделі і в разі необхідності підтвердити або уточнити її розрахункові положення, які ґрунтуються на ймовірнісно-статистичному методі.

При призначенні розрахункової схеми конструкції доводиться враховувати дві протилежні вимоги: з одного боку, вона повинна бути якнайточнішою, а з іншого – досить простою.

Перша вимога ускладнює розрахунки. Щоб задовольнити другу вимогу, можна знехтувати другорядними деталями. При цьому важливо правильно оцінити: зроблені спрощення йдуть у запас несучої здатності, жорсткості (тріщиностійкості) конструкції чи ведуть до їх зниження. Запаси міцності і жорсткості повинні бути в межах норм. Від цього залежить економічність конструкції. Якщо ж необхідні запаси не забезпечені, то конструкція робиться ненадійною і недовговічною.

Приклад. Умовність розрахункової схеми металевої ферми (рис.1.1). Розрахунок металевих ферм виконується в припущенні шарнірного з'єднання стержнів у вузлах. Насправді кріплення стержнів до фасонок або з'єднання між собою в безфасоночних вузлах має деяку жорсткість, що викликає в стержнях ферм додаткові згинальні моменти і напруження, які не враховуються розрахунком. Крім того, при виготовленні ферм неминуче відбуваються вигини стержнів і ексцентриситети у вузлах, які під час проектування теж не враховуються.

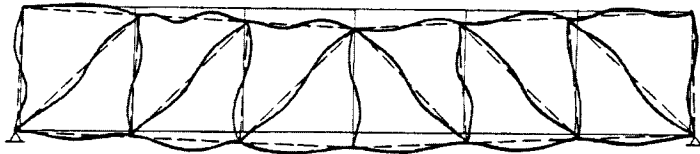


Рис. 1.1 Вплив жорсткості вузлів на деформації елементів ферм:
обриси осей при шарнірності вузлів (штрих) і при жорсткості вузлів (суцільна лінія)

Вплив зазначених факторів оцінюється експериментально. Виявляється, що поки ферма працює пружно, жорсткість вузлів зменшує прогини ферми й осьові зусилля в стержнях в середньому на 10% для легких і 18% для важких ферм. Пружна робота ферм закінчується досить рано, наприклад, для зварних ферм при напруженнях 100 – 150 МПа у вузлах починають утворюватися пластичні шарніри під дією додаткових моментів від

ексцентриситетів і жорсткості вузлів, а розрахункова схема роботи ферми наближається до первісної, умовно прийнятої.

Умовність розрахункової схеми конструкції визначається додатково умовністю навантажень і розрахункових характеристик матеріалів. При розрахунку зусиль, напружень, прогинів виходять з деяких імовірних значень навантажень і механічних характеристик матеріалів, установлених експериментально.

Відхилення навантажень від нормативних значень враховуються коефіцієнтами надійності за навантаженням, що встановлюються внаслідок тривалих спостережень при експлуатації споруд. Відмінність механічних характеристик матеріалів при роботі в конструкції від механічних характеристик, отриманих на стандартних зразках, враховується коефіцієнтами надійності за матеріалом, що також встановлюється приблизно.

Крім навантажень, спричинених силовими діями, на конструкцію впливають дії зовнішнього середовища (температура, вологість, агресивні компоненти), що відзначаються ще більшою невизначеністю, а часто взагалі не можуть бути враховані при проектуванні.

1.2. Класифікація випробувань

Наука – це насамперед класифікація.

Ж.А. Пуанкаре

За метою дослідження, випробування бувають:

- науково-дослідні, які проводяться для перевірки нових методів розрахунку, оцінювання нових конструктивних форм, дослідження конструкцій з нових матеріалів і т. ін..;
- контрольні випробування будівельних виробів на заводах будівельної індустрії;
- експлуатаційні випробування діючих об'єктів - планові, наприклад, у зв'язку з майбутньою реконструкцією або позапланові;
- приймальні випробування при здаванні унікальних об'єктів (мостів, шляхопроводів, веж в експлуатацію);
- сертифікаційні випробування при контрольній перевірці незалежними організаціями відповідності продукції, яка виготовляється, діючим державним нормам.

За видом об'єктів випробування поділяють на:

- натурні, що проводяться на об'єктах у фактичних умовах їхньої роботи;
- випробування конструкцій або їхніх елементів у натуральній величині на спеціальних установках (стендах), які проводяться в лабораторіях або на полігонах;
- випробування на моделях, що відтворюють досліджуваний об'єкт в іншому масштабі, в тому числі на явищах іншої фізичної природи.

Випробування конструкції в процесі наукових досліджень спрямовані на вивчення питань, що сприяють вдосконаленню теорії розрахунку заново розроблюваних конструкцій.

Ці випробування є складовою частиною експериментально-теоретичних розробок конструкцій. Часто такі фактори: умовність розрахункових схем, умовність розрахункових механічних характеристик матеріалів, змінювання характеру роботи конструкцій в часі та т. ін. – можуть бути виявлені тільки за допомогою експериментальних досліджень. Випробування конструкцій дають змогу встановити фактичний їх напружено-деформований стан і несучу здатність, особливості роботи окремих елементів і вузлів, характер руйнування конструкцій. Завдяки, цьому встановлюється відхилення дійсної роботи конструкцій від розрахункових гіпотез, коригується теорія їх розрахунку. Ці лабораторні випробування потребують ретельного розроблення програми досліджень, використання дуже точних способів вимірювання різних величин, ретельнішого дотримання „чистоти” експерименту, іноді виготовлення оригінальної вимірювальної апаратури та спеціального обладнання, випробування моделей.

Випробування запроектованих конструкцій з метою перевірки їхньої відповідності проектним вимогам. До всіх будівельних конструкцій і споруд пред'являються вимоги, викладені у будівельних нормах і правилах, технічних вимогах і стандартах. Встановлюються несуча здатність – відповідність щодо першої групи граничних станів і жорсткість (для залізобетонних конструкцій –

ще й тріщиностійкість) конструкцій – відповідність щодо другої групи граничних станів.

Метою цих випробувань може бути дослідження роботи конструкцій не тільки під впливом експлуатаційних навантажень, а й таких, що з'являються під час їх транспортування і монтажу в проектне положення.

Для цих досліджень розробляються методи випробувань з обґрунтуванням робочих схем обпирання, навантаження, розкріплення конструкцій та тощо.

Контрольні випробування конструкцій серійного виготовлення на заводах для масового застосування. Ці випробування регламентуються відповідними нормативними документами, в яких означені всі питання випробувань: кількість дослідних зразків та їх відбір з усієї партії; порядок проведення статичних випробувань; вимірювальні параметри і т. ін.; і нарешті – оцінювання міцності й жорсткості конструкцій.

Випробування заново збудованих будівель чи споруд з метою перевірки відповідності їх проектним і нормативним вимогам. Такі випробування рідкісні і проводяться перед здаванням в експлуатацію унікальних споруд.

Випробування конструкцій і споруд, що експлуатуються, для з'ясування їх фактичної несучої здатності і жорсткості перед реконструкцією, після екстремальних атмосферних і природних явищ впливів фізичного зношення чи пошкоджень.

З вищевикладеного бачимо, що постановка експерименту залежить від об'єкта випробування, мети і завдань дослідження, і може мати різні форми – від випробування натурної споруди в реальних умовах до випробування моделей споруд чи конструкцій. Розвиток і вдосконалення всіх форм випробування здійснюється паралельно. Дослідницькі роботи в умовах випробувальних центрів і лабораторій на натурних спорудах і моделях розвинуті досить добре. Однак остаточну оцінку надійності споруди можна отримати на основі натурних випробувань. Натурні випробування – один з

найефективніших шляхів вивчення дійсної роботи конструкцій, вдосконалення і розвитку конструктивних рішень. Саме в натурних умовах найкраще виявляються фізичні сторони роботи конструкції і особливості дії на них навантажень. Краще, ніж при інших видах випробувань, визначається відповідність прийнятої розрахункової схеми фактичній роботі конструкції в експлуатаційних умовах.

Постановка і проведення експериментів – трудомісткий і дорогий процес, часто експеримент не може повторюватися. Тому для вдалого його проведення і отримання вірогідних результатів необхідно ретельно планувати випробування конструкцій та споруд і контроль за випробуванням на всіх етапах його здійснення.

1.3 Планування випробувань

Програма випробувань будівельних конструкцій звичайно складається з таких робіт:

1) ознайомлення із завданням дослідження, вивчення наданої документації, формулювання мети дослідження; визначення вимірювальних параметрів;

2) виготовлення дослідної конструкції, підготовка існуючої контрольної (чи декількох контрольних з виготовленої партії) для випробування;

3) проектування і виготовлення установки, стенда;

4) розроблення схеми встановлення вимірювальних приладів, вибір приладів та необхідного устаткування;

5) огляд, що включає операції за перевірки розмірів конструкції і окремих елементів, виявлення дефектів і пошкоджень; дослідження якості матеріалів і уточнення інших факторів, від яких залежить стан конструкції і

перерахунок її з урахуванням виявлених відхилень; визначення контрольних навантажень;

6) утворення установки, стенда з розміщенням об'єкта дослідження, силового устаткування, вимірювальних приладів та ін.;

7) підготовка документації для запису результатів під час проведення випробування;

8) інструктаж учасників випробування; проведення випробування;

9) аналіз результатів, висновки й рекомендації.

План випробування. Обов'язковою умовою успішного проведення випробування є ретельне розроблення детального плану робіт, пов'язаних з випробуванням, відповідно до викладеної вище програми. Часто випробування завершуються руйнуванням об'єкта дослідження, тому в процесі випробування слід отримати максимально можливий об'єм інформації. Усі матеріальні витрати повинні бути компенсовані цінною і надійною експериментальною інформацією. Значною мірою це залежить від рівня підготовки й проведення експерименту.

Планування випробування починається з ознайомлення і вивчення обов'язкових до дотримання вказівок нормативних документів (ДБН, державних стандартів), технічних умов, проектної документації, технічного завдання і т. п. Останнім часом впроваджуються нормативні документи, в яких містяться питання випробування.

У загальному плані звичайно передбачаються такі роботи (в кожному конкретному випробуванні можуть з'явитися особливі необхідні роботи):

- розрахунок конструкції за чинною методикою, визначення критеріїв, що характеризують несучу здатність, тріщиностійкість, жорсткість конструкції;
- розроблення методики випробування і проекту випробувальної установки;

- докладно описується послідовність випробування; вказується величина контрольного, розрахункового і нормативного навантаження; наводяться схеми прикладання навантаження, міра завантаженості; обґрунтовується вибір вимірювальних приладів та їхнє розміщення на конструкції;
- організується розподіл обов'язків між учасниками експерименту; забезпечуються заходи з техніки безпеки та інші питання, що можуть виникнути в кожному конкретному експерименті;
- виготовлення в достатній кількості організаційної документації – бланків, таблиць, графіків; перевірка готовності фото-, відеоустаткування;
- контрольна перевірка надійного функціонування вимірювального устаткування і автоматизованої схеми проведення всього випробування чи його окремих складових;
- порядок проведення пробного випробування і використання його результатів;
- дається методика оброблення результатів експерименту;
- забезпечується кошторис на витрати;
- складається календарний план проведення випробування (в разі доцільності такого документа).

У плані підготовчих робіт розроблюється організація реалізації випробування, монтаж установки, підготовка конструкції, устаткування і приладів до випробування; місця встановлення та способи кріплення вимірювальних приладів до конструкції; розміщення вантажів біля конструкції, послідовність завантаження і розвантажування конструкції і т. ін.

У плані проведення випробування конструкції передбачається його попередній етап випробування пробним навантаженням, пояснюється його призначення і зміст.

У плані основного стану випробування дається хронологічний порядок завантаження і термін витримки кожного ступеня навантаження;

правила зняття показників з приладів і запис їх у журнал випробувань; попереднє оброблення результатів і контроль за розвитком експерименту; порядок розвантаження; граничне навантаження, при якому знімаються прилади з конструкції; фіксація місць початку руйнування і характер руйнування; техніка безпеки, особливо після початку руйнування, і т. ін.

Вище викладено загальний підхід до планування випробування. Залежно від об'єкта й мети випробування план його проведення містить спеціальні питання. Зрозуміло, що науково-дослідні експерименти відрізняються від, наприклад, контрольних випробувань. У першому випадку експериментальне дослідження передбачає всебічне і глибоке вивчення роботи конструкції чи споруди, установка оснащується великою кількістю різних приладів. Часто такі дослідження нові, унікальні, неодмінно з'являються несподівані проблеми. У другому випадку випробуванню підлягають контрольні (вибіркові) елементи чи конструкції з готової партії продукції. Випробування проводяться на стандартних установках, часто це робиться багаторазово. Зміна випробувань трапляється, якщо змінюється номенклатура виробів. Головна мета таких випробувань полягає у визначенні несучої здатності і жорсткості конструкцій, і методика проведення випробувань загалом відома.

Подібну характеристику можна дати іншим видам випробувань: перед задачею об'єкта в експлуатацію, у зв'язку з наступною реконструкцією, планові випробування діючих особливо важливих об'єктів, сертифікаційні випробування тощо.

Глава 2.

ВИПРОБУВАЛЬНІ УСТАНОВКИ

2.1. Загальні вимоги до установок

Проведення випробувань будівельних конструкцій і споруд можливе за умови об'єднання в установках трьох невід'ємних складових: установлення конструкцій (споруд) відповідно до їхньої розрахункової схеми; прикладання до них навантажень і дій, яких вони зазнають у процесі експлуатації; організація необхідних вимірювань.

Найпростішою установкою, яку можна назвати стендом для випробування конструкцій на дію найбільш розповсюджених вертикальних навантажень, є влаштування жорстких опор, на які встановлюється конструкція в робочому положенні (рис.1.2). Прикладання навантажень на конструкцію здійснюється гравітаційним способом. Як вантаж використовуються чавунні гири, бетонні блоки, цегла, пісок, вода, стиснуте повітря, домкрати та ін. (рис. 1.3). За їхньою допомогою можна відтворити рівномірно розподілене чи зосереджене навантаження.

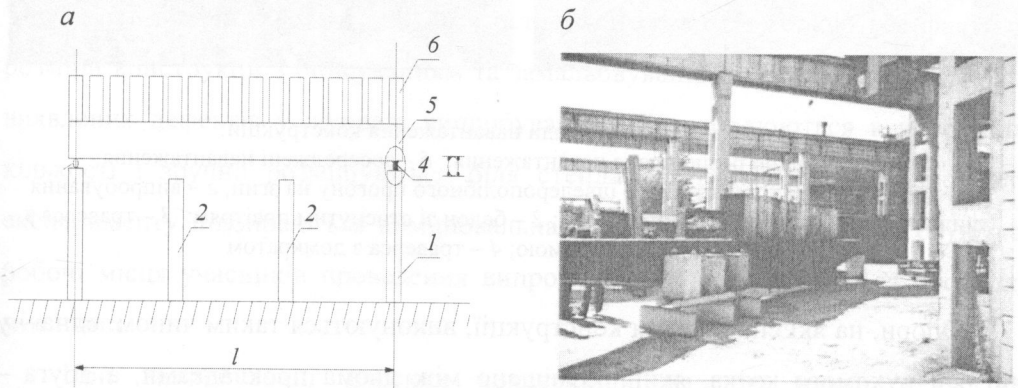
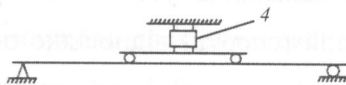
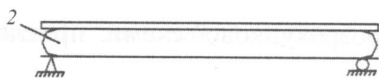
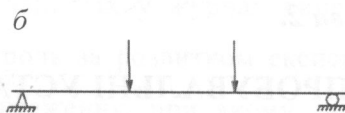
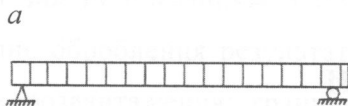


Рис. 1.2. Польові стенди для випробування конструкцій на згинання:
a – схема стенда; *б* – випробування сталеві балки прольотом 17 м на заводі металевих конструкцій
1 – несучі опори; *2* – страхувальні опори; *3* – шарнірно-рухома опора;
4 – шарнірно-нерухома опора; *5* – досліджувана конструкція;
б – навантаження.



в

г

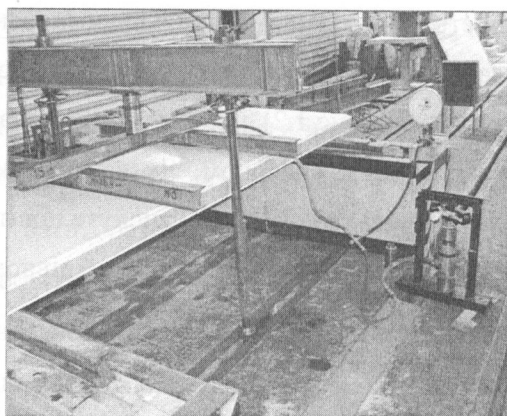
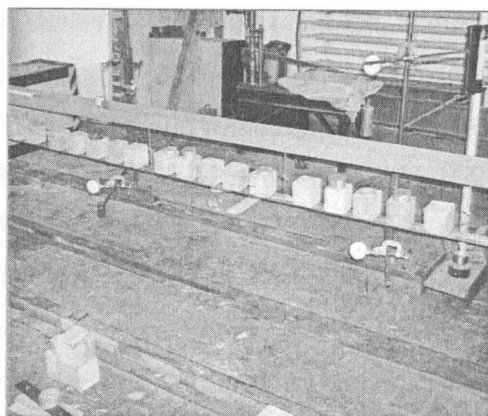


Рис. 1.3. Приклади навантаження конструкцій:

a – рівномірно розподілене навантаження; *б* – зосереджені навантаження;
в – випробування тонкостінного швелероподібного прогону на згин; *г* – випробування тришарової панелі; 1 – штучні вантажі; 2 – балон зі стиснутим повітрям; 3 – траверса з вантажною платформою; 4 – траверса з домкратом

Опори, на які спираються конструкції, виконуються таким чином: одна – у вигляді рухомого котка, який розміщено між двома прокладками, а друга – нерухома і виконується у вигляді сталевого кутика (брусочка) чи котка, привареного до нижньої прокладки (рис. 1.4).

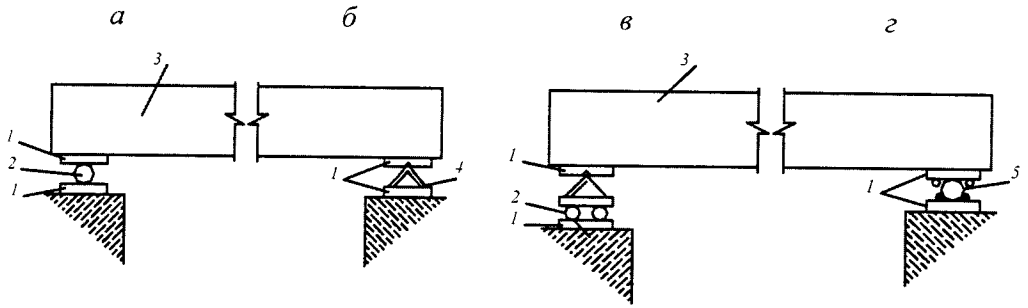


Рис. 1.4. Схеми опор:
а, в – рухома опора; *б, г* – нерухома опора;
1 – сталеві прокладки; *2* – сталевий коток; *3* – експериментальна
 конструкція; *4* – сталевий кутик; *5* – приварений сталевий коток

Прокладки, між якими розміщуються котки чи кутики, виконуються з листової сталі завтовшки 12 – 16 мм, а для щільного примикання до поверхні конструкції устанавлюються на шар високоміцного цементного розчину – для бетонних конструкцій; закріплюються на гвинтах або болтах – для дерев'яних конструкцій; приварюються – для металевих. Обидві опори встановлюються на жорсткі поверхні, опорна площа яких повинна бути на одному рівні.

До моменту прикладання випробувального навантаження повинні бути визначені переміщення від власної ваги.

Перед випробуванням робиться ретельний огляд і замірюються фактичні розміри конструкції з описуванням та замальовуванням (чи фотографуванням) виявлених дефектів у журналі випробування. Підготовлюються в необхідній кількості і зручно розміщуються біля стенда вантажі. Відповідно до мети експерименту підбираються вимірвальна апаратура і обладнання. Готуються робочі місця учасників проведення випробування і розподіляються обов'язки між ними.

При випробуванні плоских конструкцій на дію навантажень, що прикладаються в їх площині, необхідно вживати заходів по забезпеченню стійкості конструкції. Окремі вузли та елементи повинні мати надійне закріплення від переміщень, щоб не переміщувалася з площини. Разом з цим зв'язки жорсткості не повинні спотворювати роботу конструкції і обмежувати

вільне переміщення її в площині згинання. Для цього застосовують гнучкі та довгі зв'язки.

У проекті випробуваної установки і при його реалізації необхідно: передбачити заходи, що забезпечують проектне положення конструкції в процесі випробування; розробити пристрої для прикладання навантаження; передбачити запобіжні риштування і пристрої щодо забезпечення безпеки персоналу при проведенні експерименту; підготувати вільні хідники для огляду конструкції під час її випробування, а також до місць, де встановлені вимірювальні прилади і для переміщення вантажів.

Одночасно з влаштуванням стендів та установок мають бути проведені організаційні й технічні заходи щодо безпечного проведення випробування, якщо випробування завершується руйнуванням конструкції.

Комплекс питань, що вирішуються при розробленні випробувальної установки, в кожному конкретному випадку залежить від об'єкта випробування (його габаритів, маси необхідного вантажу й т. ін.), мети експерименту і способу навантаження.

Спирання конструкції повинно забезпечувати одночасний контакт усіх опорних пристроїв з конструкцією по лінії обпирання. При випробуванні балок, ферм, арок – тобто плоских конструкцій, які мають незначну ширину, ця вимога виконується досить легко, тому що довжина лінії контакту опорної частини конструкції з опорою установки невелика і значних перекосів не виникає. Інша справа при обпиранні конструкцій на протяжних опорах, наприклад плит, оболонок і т. ін. Дефекти опорних пристроїв, деформації конструкції викривлюють дійсні умови обпирання, яке набуває випадкового характеру, через що змінюється робота самої конструкції. У такому випадку доцільно здійснювати спирання на ряд дискретних, часто розташованих по лінії опор. Щільний контакт окремої опори до установки і до конструкції забезпечується шарами вирівнювального розчину чи підкладанням під опори сталевих клинів, підкладок.

При використанні гравітаційного навантаження точкові вантажі слід укладати в суворо визначеному порядку, що забезпечує точну реалізацію

фактичної схеми навантаження. Для рівномірно розподіленого навантаження по площині поверхня конструкції розподіляється на однакові за площею ділянки (для контролю величини навантаження площу ділянок доцільно приймати рівною 1 м^2). У межах ділянок по їхній поверхні вантажі вкладаються рівномірно. Між окремими групами вантажів слід залишати зазори шириною $50\text{...}80 \text{ мм}$ для запобігання створення склепінь, що значною мірою викривляє характер навантаження.

Як правило, випробування, що проводяться на таких стендах, не мають на меті докладного експериментального аналізу роботи конструкції. Зазвичай тут визначається несуча здатність конструкції, деформації, розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях при розрахункових і нормативних навантаженнях. Це не потребує значної кількості вимірювальних приладів, які встановлюються на переносних штативах. Конструкція такого стенда наведена на рис. 1.5.

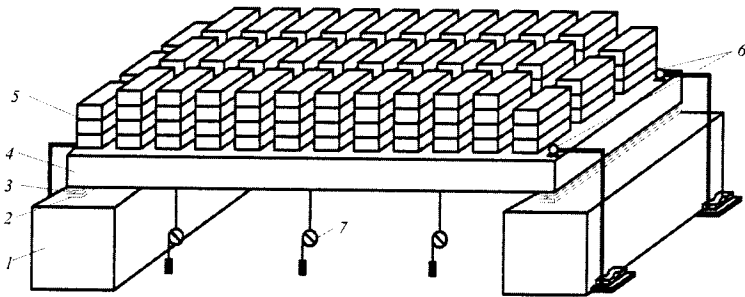


Рис. 1.5. Стенд для випробування плити (панелі):

1 – опори; 2 – пластини; 3 – котки; 4 – плита (панель); 5 – штучні вантажі; 6 – індикатори (вимірювачі переміщень на опорах); 7 – прогиноміри

Приклад 1.1 Гравітаційне навантаження залізобетонної плити

Плити розмірами $12 \times 6 \text{ м}$ мають два поздовжніх бічних ребра з робочою арматурою і поперечні ребра жорсткості. У верхній полиці плити застосована нова схема армування зварними сітками. Мета початкового дослідження полягала у встановленні згинальної жорсткості плит і величини запасу міцності. Випробувано чотири експериментальні плити. Загальний вигляд випробування статичним навантаженням показано на рис. 1.6.

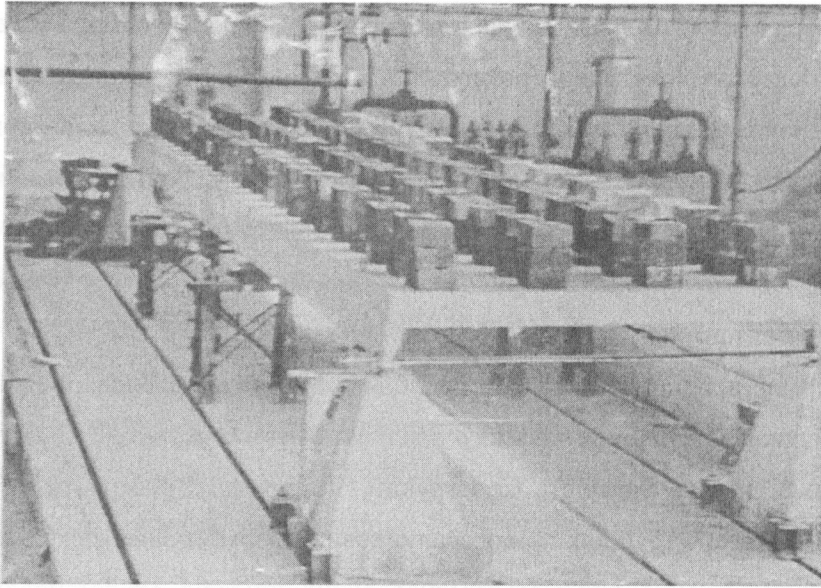


Рис. 1.6. Загальний вигляд випробування

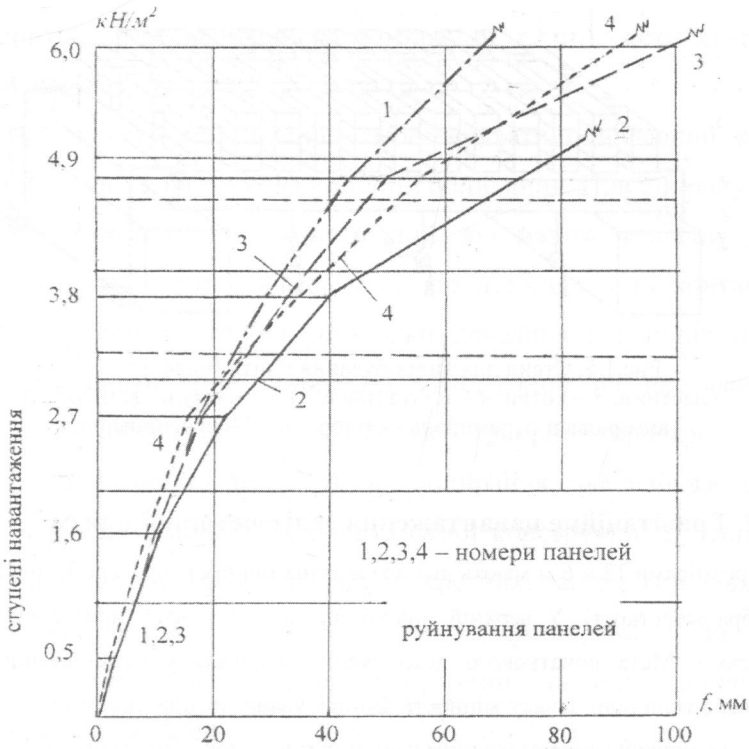


Рис. 1.7. Графіки прогину панелей:
1, 2, 3, 4 – номери панелей

Характеристика результатів випробування. На початку етапу дослідження плити покриття були поставлені обмежені цілі, результати яких повинні дати інформацію щодо необхідності внесення змін у конструкцію плит. Отримана величина нормативного навантаження $g'' = 3,2$ кН з урахуванням власної маси плит свідчить про достатню жорсткість плити (рис.1.7). Характер залежностей «навантаження – прогин» для всіх чотирьох плит показує про стабільність їхньої жорсткості до самого нормативного навантаження. Відповідно до ДСТУ Б В 1.2-3:2006 Прогини і переміщення: п. 5.1, табл. 1, п.2.а при прольоті плит $l = 6$ вертикальний граничний прогин становить $l/200$. Тобто $f_u = 600/200 = 3$ см $> f_{експ.} = 2,4...2,6$ см.

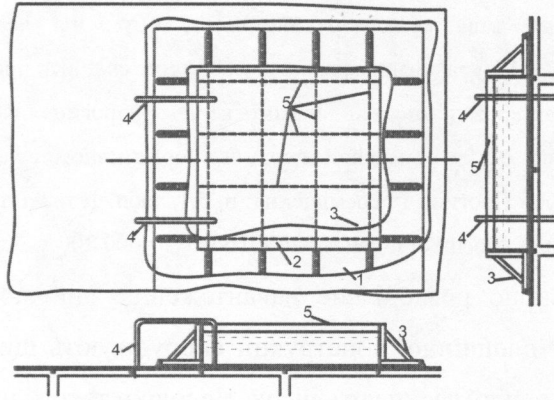
Часто рівномірно розподілене навантаження здійснюється піском. Для цього по контуру площинної конструкції споруджують щити, що утворюють замкнений короб, у який засипають пісок. Недоліки такого навантаження:

1) значна гігроскопічність піску, внаслідок чого його об'ємна маса не є постійною величиною; 2) знижується тиск піску на конструкцію поблизу огорожувальних щитів внаслідок тертя по їхній поверхні; тертя значною мірою можна уникнути, якщо щити обкласти поліетиленовою плівкою.

Застосовується навантаження конструкцій водою. На поверхні конструкції влаштовуються спеціальні ємності з міцної водонепроникної тканини або плівки. Такий спосіб навантаження виявляється майже ідеальним з точки зору рівномірності передачі навантаження. Його перевагою є те, що він суттєво знижує трудомісткість навантаження і розвантаження конструкції й значно прискорює ці операції в процесі випробування. На рис. 1.8, а показано випробування перекриття споруди з використанням навантажування водою.

Прості стенди і способи навантаження призначені для проведення випробувань конструкцій і споруд у польових і виробничих умовах.

а



б

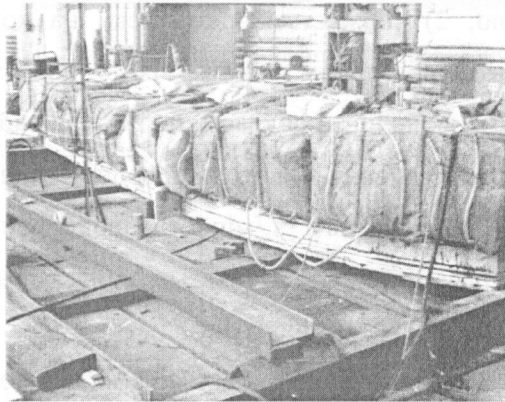


Рис. 1.8. Навантаження перекриття водою:

а – навантаження одним відкритим резервуаром:

1 – брезент-піддон; *2* – стінки резервуара; *3* – брезент резервуара;

4 – труби сифону; *5* – розтяжки з дроту (штрих) для зменшення розпору стінок.

б – навантаження кількома резервуарами

У лабораторних умовах конструкції можна навантажувати за допомогою важелів, завдяки чому значно зменшуються потреба у кількості вантажів. На рис. 1.9 показано стенд із важелем. Такий спосіб навантаження дає змогу скоротити термін і обсяг робіт у процесі випробування конструкції. Нерухома точка важеля (опорний шарнір) може бути створена, шляхом обпирання кінця важеля в гніздо стіни або анкеруванням тяжів у підлогу чи анкерування за

важкий вантаж, укладений на підлогу (землю). Для забезпечення незмінного співвідношення плеч важеля в процесі випробування необхідно влаштувати пристрої для центрування. Це досягається використанням на опорах круглої сталі, а краще – призм із кутиків. Лінія, що проходить через точки прикладання сил до важеля, повинна бути за можливості близькою до прямої, інакше при нахилі важеля змінюється співвідношення плеч. Не рекомендується використовувати надто короткі важелі, тому що прогини конструкції спричиняють значний їхній нахил, що приводить до появи небажаних горизонтальних зусиль і переміщень конструкції. З іншого боку, збільшення довжини важеля призводить до зростання навантаження. А останнє не повинне перевищувати вагу, що дорівнює першому ступеню навантаження.

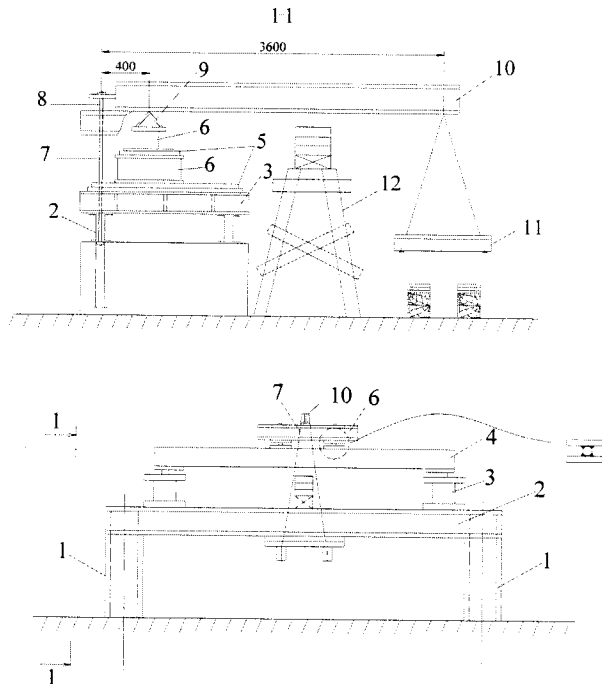
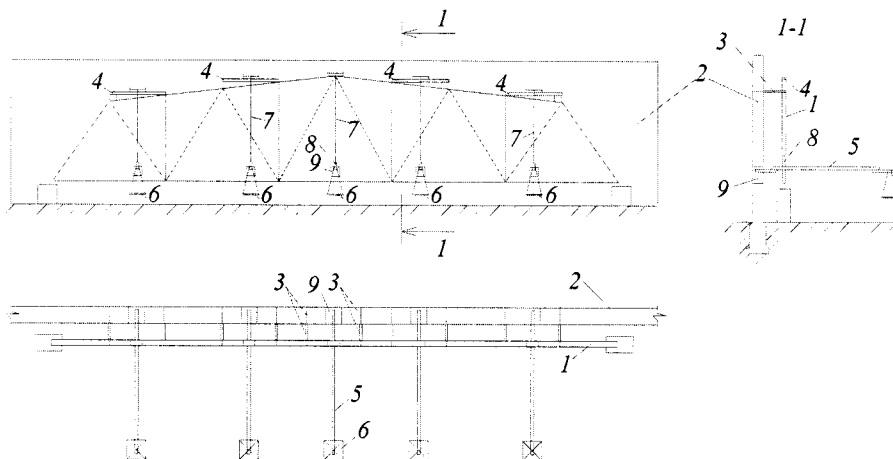


Рис. 1.9. Стенд для випробування із застосуванням важелів:

- 1 – опори стенда, 2 – поздовжня опорна балка стенда; 3 – опори конструкції; 4 – конструкція, яку випробовують; 5 - котки; 6 - розподільні балки; 7 – тяжі; 8 – опорний кутик; 9 – центрувальний кутик; 10 – важіль; 11 – завантажувальна платформа; 12 – страхувальна опора

На рис. 1.10 показано схему стенда з важелями для випробування кроквяної ферми.

a



б

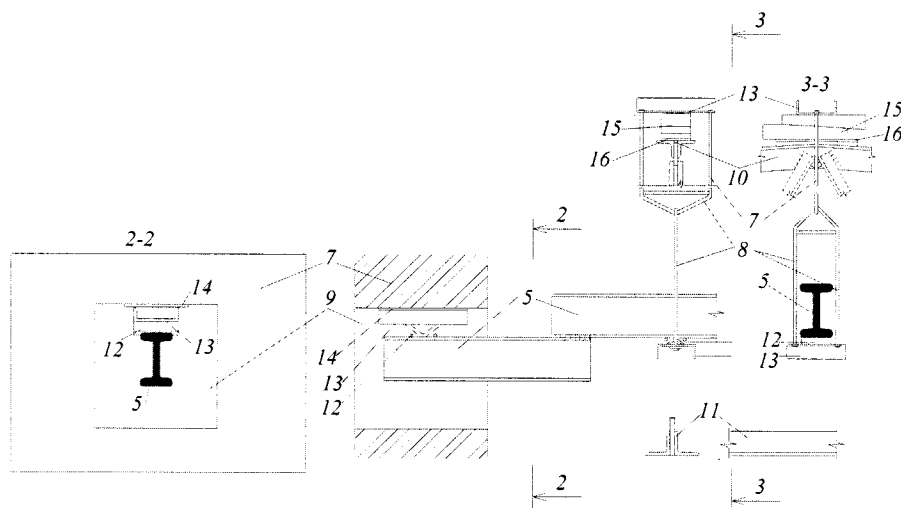


Рис. 1.10. Схема установки з важелями:

a – загальний вигляд; *б* – вузли анкерування важеля;

- 1 – ферма зі сталевих кутків; 2 – стіна; 3 – поперечні зв'язки; 4 – розподільні балки;
5 – важіль; 6 – платформа для вантажів; 7 – верхня частина підвіски; 8 – нижня частина підвіски; 9 – гніздо в стіні; 10 – верхній пояс ферми; 11 – нижній пояс ферми; 12 – кутик;
13 – швелер; 14 – сталевий лист; 15 – клини; 16 – підкладка

2.2. Випробувальні установки на силовій плиті

Для випробування у вертикальному і горизонтальному робочому положенні балок, плит, ферм, рамних і арокних конструкцій у випробувальних центрах використовуються установки, що монтуються на силовій плиті, яка улаштовується в підлозі.

Силова плита – це залізобетонний масив завтовшки 1,0 – 1.5 м. Він слугує опорою для експериментальних конструкцій. До нього закріплюють стояки, підкоси, домкратне устаткування і тяжі. Силова плита армована в поздовжньому і поперечному напрямках. Анкерування елементів випробувальної установки здійснюється в анкерних щілинах, які створюються в плиті сталевими зварними балками, чи фермами, як показано на рис. 1.11.

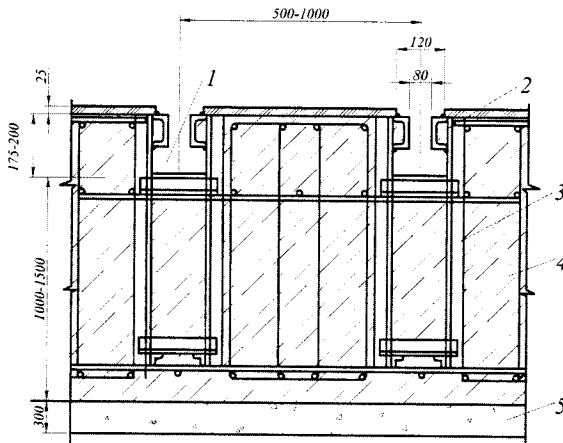


Рис. 1.11. Фрагмент конструкції силовій плиті:
1 – анкерна щілина; 2 – верхній пояс ферми з двох швелерів №20;
3 – ферма; 4 – бетон В15; 5 – гравійно-піщана подушка

Наявність силовій плиті дає змогу гнучко планувати схеми закріплення та встановлення випробуваної конструкції, обладнати її інвентарним збірно-розбірним оснащенням, застосовувати різні зручні навантажувальні пристрої. Прикладання зусиль до випробуваної конструкції можна здійснювати вертикально і горизонтально. Залежно від габаритів конструкції й особливостей випробувань установки на силовій плиті монтують з окремих стандартних

вузлів. Приклади установок для випробування конструкцій показані на рис. 1.12 і рис. 1.13.

На установці рис.1.12 рівномірно розподілене по довжині панелі навантаження забезпечується за допомогою розподільної траверси; на установці рис.1.14 навантаження у вигляді дискретних зосереджених сил діє по кутах блока відповідно до схеми передачі зусиль від вище розташованого блока – приміщення.

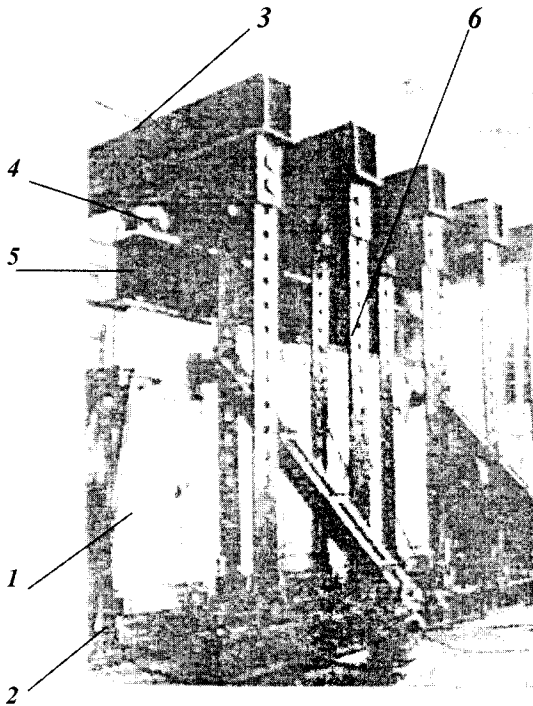


Рис.1.12. Установка для випробування стінової панелі:
1 – випробувана конструкція;
2 – нижня траверса; 3 – домкратні траверси; 4 – домкрати; 5 - розподільна траверса; 6 – тяжі

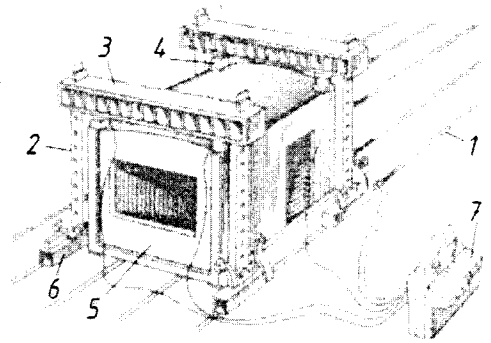


Рис. 1.13. Схема стенда для випробування блоку-приміщення:
1 – анкерні щілини силової плити;
2 – стояки; 3 – домкратні траверси;
4 – домкрати; 5 – блок-приміщення;
6 – бази стійок, заанкерені до силової плити; 7 – маслостанція

Навантаження за допомогою гідродомкратів забезпечує одночасне й рівномірне завантаження всієї експериментальної конструкції і дає змогу автоматизувати процес навантаження й розвантаження.

Приклади установок для випробування конструкцій, що працюють на згинання від дії зосереджених сил показані на рис. 1.14 і рис. 1.15, рис. 1.16.

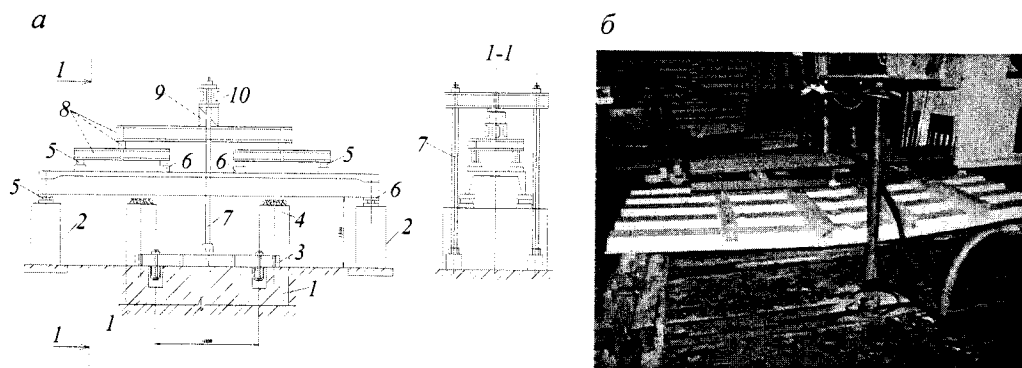


Рис. 1.14. Установки для випробування конструкцій на згин:

a – установка для випробування плити;

- 1 – силова плита; 2 – опори установки; 3 – анкерна тралверса;
 4 – страхувальна опора; 5 – рухома опора; 6 – шарнірно-нерухомі опора;
 7 – тяжі; 8 – розподільні тралверси; 9 – гідродомкрат; 10 – силова тралверса;
 б – випробування профільованого настилу на згин (видно характер руйнування верхніх плит внаслідок втрати стійкості)

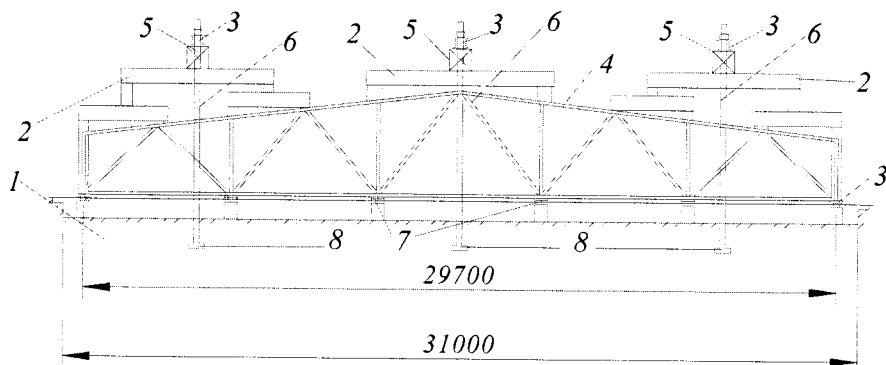


Рис. 1.15. Установка для випробування ферми:

- 1 – силова плита; 2 – розподільні тралверси; 3 – силові тралверси;
 4 – конструкція яка випробовується; 5 – гідродомкрати; 6 – тяжі;
 7 – страхувальні опори; 8 – анкерування тяжів у силовій плиті

Розміщення випробуваних конструкцій в установках у положенні, що має місце в процесі експлуатації, практично можливе при наявності точок анкерування, як це має місце в розглянутих прикладах. Якщо таке обпирання конструкції здійснити неможливо, то випробування конструкцій проводять в горизонтальному положенні.

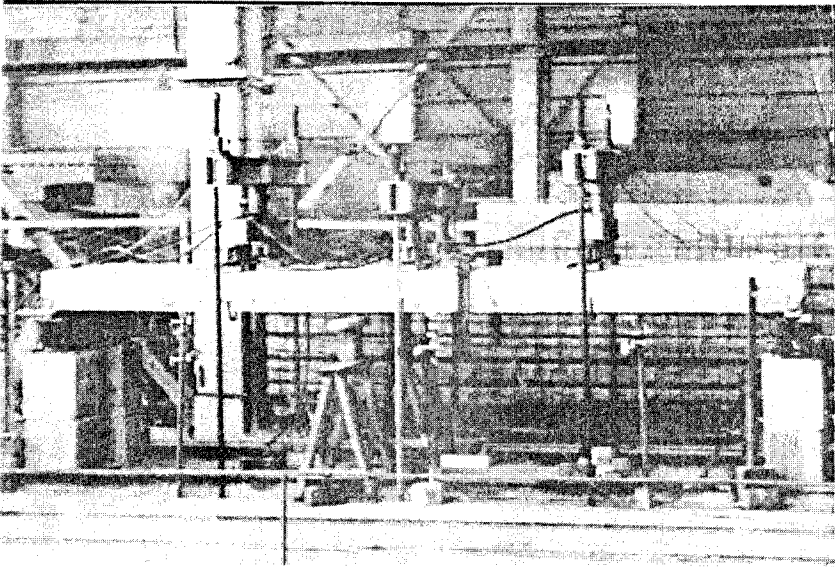


Рис. 1.16. Випробування панелі для дослідження її несучої здатності

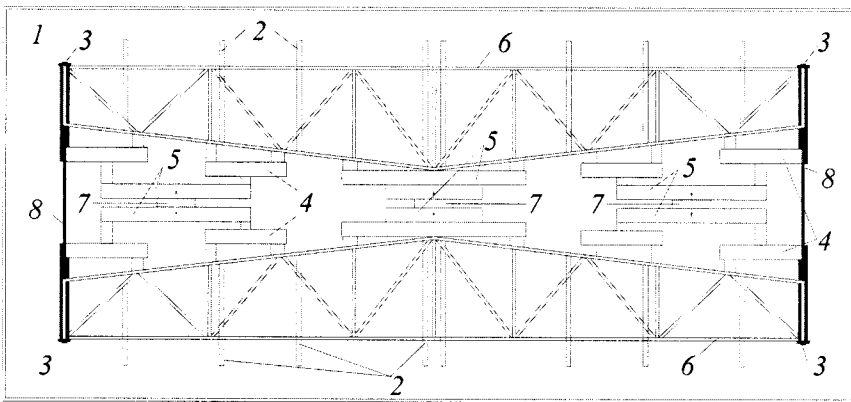


Рис. 1.17. Установка для випробування спарених ферм:
 1 – бетонна основа; 2 – дерев'яні підкладки; 3 – опори ферм;
 4 – розподільні траверси; 5 – силові траверси; 6 – випробувані ферми;
 7 – гідродомкрати; 8 – тяжі

Основою установки є бетонна плита (рис. 1.17), на яку укладені дерев'яні підкладки, що забезпечують простір між плитою і випробуваними конструкціями для зручності влаштування всього необхідного обладнання та зменшення сил тертя. Ферми укладаються верхніми поясами одна до однієї і з'єднуються між собою тяжами. Між фермами розміщують гідродомкрати і

розподільні та силові траверси відповідно до схеми навантажування ферм зосередженими силами.

Якщо випробовується одна ферма, то парою до неї може бути будь-яка конструкція, але значно міцніша за експериментальну (наприклад, залізобетонна чи сталева балка).

2.3. Забезпечення стійкості досліджуваної конструкції

При випробуванні плоских конструкцій необхідно забезпечити їх загальну стійкість, а також стійкість стиснутих елементів, відповідно до проекту. Загальна стійкість конструкцій досягається закріпленням від бічних переміщень їх опорних і проміжних елементів на всьому прольоті конструкції. Стійкість окремих стиснутих елементів і плоска форма деформування конструкції має забезпечуватися зв'язками, розміщеними згідно з проектом. Конструкція в'язей у випробувальній установці може відрізнитися від конструкції в'язів просторової жорсткості, що передбачено проектом споруди. Це викликано тим, що при випробуванні конструкції в'язі не повинні перешкоджати вільним переміщенням під навантаженням як самої конструкції, так і окремих її елементів.

При випробуванні одиночної балки, ферми, арки, рами необхідно мати чи створити жорстку (нерухому) конструкцію, до якої кріпляться в'язі. Такою жорсткою конструкцією може бути стіна випробувального центру, біля якої встановлюється експериментальна конструкція (див. рис. 1.11 і 1.18, *а*). Жорстка конструкція може бути створена за допомогою другої конструкції, що не навантажується, розкріпленням її в прольоті і на опорах (рис. 1.18, *б*) чи, наприклад, системою трикутних рам (рис. 1.18, *в*) та іншими засобами.

Поперечні в'язі можуть мати різне конструктивне рішення. Так, у випробувальній установці, що зображена на рис. 1.18, *а* розпірка 3, що перешкоджає нахилу ферми в бік стіни, виконана зі сталеві труби, всередині якої пропущено тяж, закріплений до стіни, який перешкоджає нахилу ферми в

зворотній бік. В інших прикладах (див. рис. 1.18, б, в) в'язі виконано з брусів, шарнірно закріплених на конструкціях. Жорсткі поперечні зв'язки рекомендується робити якомога довшими, з тим щоб кут їхнього повороту внаслідок прогину випробуваної конструкції був незначним.

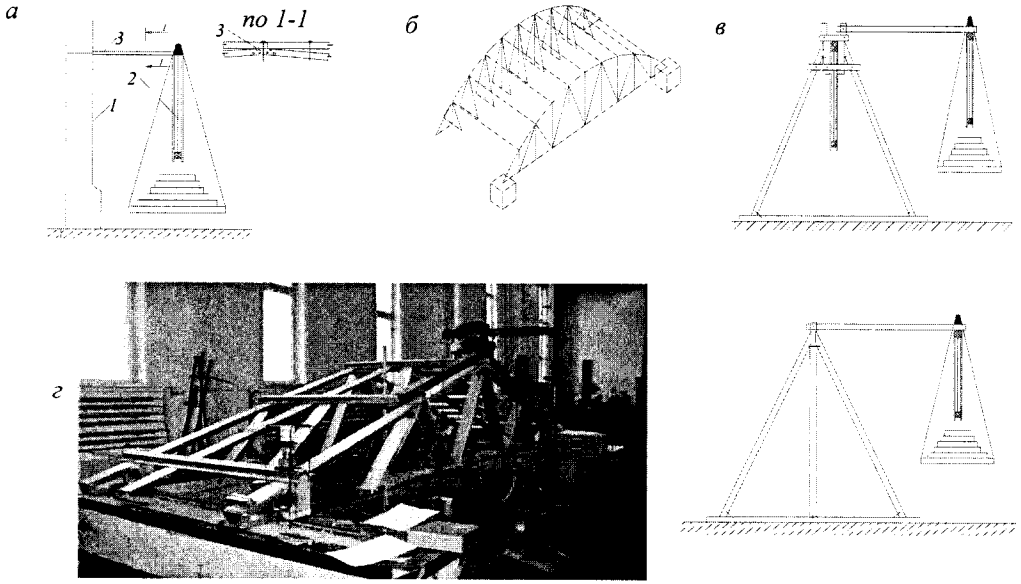


Рис.1.18. Улаштування в'язів для забезпечення бічної стійкості окремо розміщених конструкцій:

а – використання стіни для закріплення поперечних в'язів; 1 – стіна; 2 – випробувана конструкція; 3 – поперечні в'язі; б – використання другої ферми для закріплення поперечних зв'язків; в – використання трикутних рам; г – випробування ферми з тонкостінних оцинкованих профілів швелероподібних перерізів з використанням допоміжної ферми для забезпечення загальної стійкості конструкції, яка випробовується

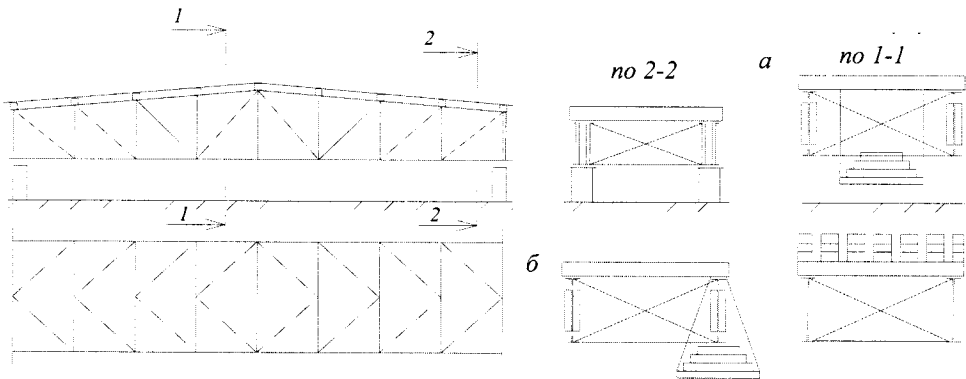


Рис.1.19. Схема жорсткого блока зі спарених ферм:
а – навантаження просторового блока з двох ферм; б – навантаження однієї ферми

При випробуванні спарених ферм, високих балок ці конструкції необхідно з'єднувати між собою в'язями, розташованими в площині стиснутих поясів (рис.1.19). Роль таких в'язів можуть виконувати різні конструктивні елементи покриття чи перекриття, наприклад: настил; лати; кроквяні ноги, пов'язані жорстко з прогонами даху; підлога, пов'язана з балками перекриття; укладений зверху випробувальної конструкції настил для вантажу тощо. Крім вертикальних в'язів між спареними конструкціями на опорах, при значній довжині конструкцій слід установлювати вертикальні в'язі в прольоті.

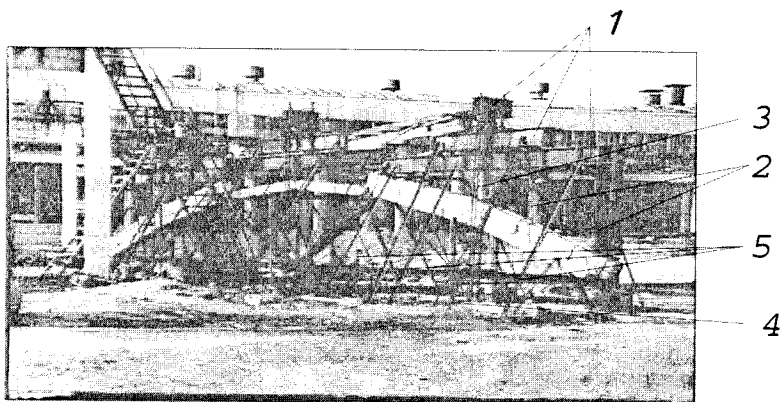


Рис.1.20. Приклад випробування арки із затяжкою:
 1 – траверси; 2 – стійки; 3 – тяжі; 4 – залізобетонні блоки (в землі);
 5 – трикутні рами

2.4. Навантаження при випробуванні

У цьому параграфі розглядається допустимість відхилення від однієї з основних умов експериментального дослідження конструкцій, що сформульовані на початку § 2.1, а саме – від випробування конструкцій навантаженнями абсолютно подібними експлуатаційним, тобто відповідним проектним умовам. Навантаження при випробуванні повинні забезпечити виникнення в конструкціях необхідних деформацій, напружень і переміщень. Завантаження конструкцій відповідно до розрахункових схем потребує значної кількості завантажувального матеріалу чи одиниць силових пристроїв (наприклад, домкратів) і необхідного облаштування випробувальної установки. Проте слід врахувати реальні матеріальні можливості і вартість проведення

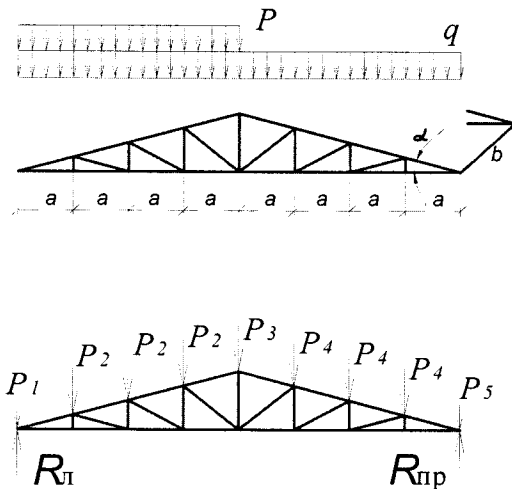
випробувань. Щоб зменшити трудомісткість, тривалість і вартість випробувань, доцільно відступати від розрахункових схем навантажень.

Можна здійснювати навантаження, так званими, еквівалентними навантаженнями, від яких у конструкціях виникають такі самі або дуже близькі за величинами деформації, напруження, переміщення, що й від розрахункових навантажень. Еквівалентність навантаження має на увазі не тільки його величину, а й місце його прикладання на конструкцію. Зовсім не обов'язково, щоб експериментальна схема навантаження збігалася з теоретичною схемою. Наприклад, для досягнення теоретичних зусиль у деякому вузлі чи елементі стрижневої конструкції або граничного стану за тріщиностійкістю в небезпечному перерізі залізобетонної балки, достатньо замість теоретичного навантаження прикласти на окремі ділянки конструкції еквівалентне навантаження. При вирішенні таких локальних завдань заміна розрахункової схеми навантаження на еквівалентну схему допустима.

Перехід від розрахункових до еквівалентних схем навантажень повинен бути теоретично обґрунтованим необхідними розрахунками, що виконується при плануванні експерименту. Розглянемо декілька прикладів утворення

еквівалентних навантажень при випробуванні конструкцій.

Приклад 1. У ньому демонструється, можливо, найпростіший (добре відомий студентам) перехід від проектного навантаження до еквівалентного – це заміна рівномірно розподіленого навантаження в прольоті кроквяної ферми покриття на вузлове навантаження. При відстані між фермами b :



$$P_1 = (q + p) \cdot ab/2; \quad P_2 = (q + p) \cdot ab;$$

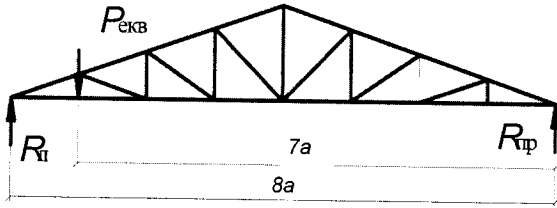
$$P_3 = (q + p) \cdot ab/2 + qab/2;$$

$$P_4 = qab; \quad P_5 = qab/2.$$

Приклад 2. Мета дослідження – вивчити роботу лівого опорного вузла трикутної ферми з прикладу 1.

Статичним розрахунком визначено зусилля, що діють у припорних панелях верхнього і нижнього поясів, відповідно N_v і N_n , і реакції R_l , R_{np} . Вибираємо таку схему еквівалентного навантаження при випробуванні, яка показана на рисунку. Величина зосередженої сили $P_{екв}$, від якої з'являються необхідні реакція R_l і зусилля N_v , N_n , дорівнює:

$$P_{екв} = R_l \cdot 8a/7a.$$



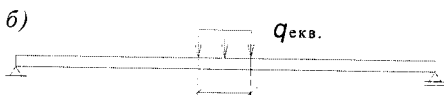
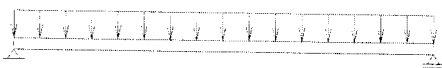
Виконаємо розрахунки при умовних значеннях $p = 2$, $q = 1$, $b = 6$, $a = 4$, $\alpha = 30^\circ$ і зусилля N_v , N_n , дорівнює: $P_{екв} = R_l \cdot 8a/7a$. Отримаємо для випробування ферми при навантаженні за прикладом 1 загальну

величину навантаження $\sum P = 384$, а за прикладом 2 – необхідну $P_{екв} = 274$. Досягається зниження випробувального навантаження на 29%. Це є непрямий показник економії матеріальних і грошових витрат. При цьому значно спрощується облаштування випробувальної установки, організація та проведення всього випробування. Природно, з'являються труднощі й ускладнення при утворенні $P_{екв}$. Однак це стосується тільки одного місця, і вони варті тієї ефективності, що досягається завдяки застосуванню еквівалентної схеми навантаження.

Приклад 3. Мета дослідження – встановлення моменту появи тріщин і вивчення характеру їхнього розвитку в залізобетонній конструкції залежно від ступеня попереднього напруження робочої арматури.

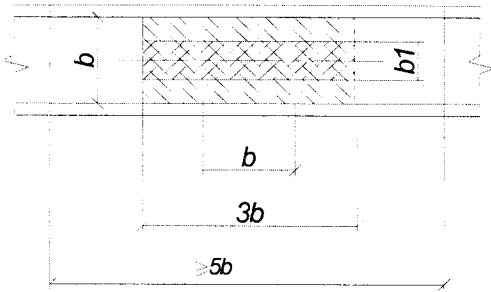
Можна здійснювати навантаження при випробуванні декількох експериментальних зразків конструкцій за звичайною схемою a , що потребує загальної величини навантаження $G = q \cdot L$. А можна здійснювати навантаження на невеликій ділянці балки на середині прольоту

а) q , кН/м (схема б) чи зосередженою силою P (схема в).



Нескладні підрахунки показують, що при схемах б і в досягається зниження випробувального навантаження на 50%. Це дуже суттєво при здійсненні навантаження гравітаційним способом, наприклад, вручну штучними вантажами. За схемами б і в можна здійснити навантаження з застосуванням меншої кількості одиниць силового устаткування.

Приклад 4. При випробуванні плити, яка вільно спирається на два боки і довжина якої в 5 разів і більше перевищує її ширину, достатньо завантажити ділянку довжиною $3b$. Збільшувати довжину цієї ділянки немає сенсу, оскільки це практично не приводить до зростання згинального моменту і прогину в центральному перерізі в середній зоні b . Можна



замінити проектне навантаження розподілим на смузі завширшки b_1 . Розрахунки показують, що цим досягається зменшення в 2 рази навантаження за умови еквівалентності згинальних моментів (дослідження міцності і тріщиностійкості) і в 1,5 рази за умови еквівалентності відносних прогинів (дослідження жорсткості).

Треба мати на увазі, що мінімальна ширина смуги обмежується міцністю матеріалу плити на продавлювання.

Наведені приклади демонструють ефективність застосування еквівалентних схем навантаження. Однак звертаємо увагу на зауваження, що згадуються наприкінці прикладів 1 і 2. Не виключена ситуація, коли застосування цього способу навантаження виявиться унеможливленим з технічних причин чи за умови, припустимо, місцевої міцності або стійкості, чи з якоїсь іншої причини. Користуватись еквівалентним навантаженням треба обережно, усвідомлюючи можливі наслідки. Вважаємо зроблену пересторогу доцільною, оскільки цей спосіб навантаження має практичну привабливість.

2.5. Випробування конструкцій в умовах експлуатації

Тут розглядається питання випробування окремих конструктивних елементів будівель і споруд: ферм, балок покриття; балок, плит перекриття; колон поперечників, стояків балкових кліток і т. п. Особливість випробування конструкцій полягає в наявності крайового ефекту від впливу суміжних конструкцій та елементів просторової жорсткості. Такі небажані при випробуванні ефекти слід тимчасово усунути, щоб забезпечити стійкість досліджуваної конструкції. Оскільки відокремити елемент конструкції неможливо, то її випробовують у комплексі із суміжними. У цьому принципова

відмінність таких випробувань від розглянутих. Слід вибирати такі схеми завантажень, від яких у дослідних конструкціях виникають максимальні величини тих параметрів, вимірювання яких є метою експерименту. На рис.1.21 наведено приклади завантаження деяких конструкцій.

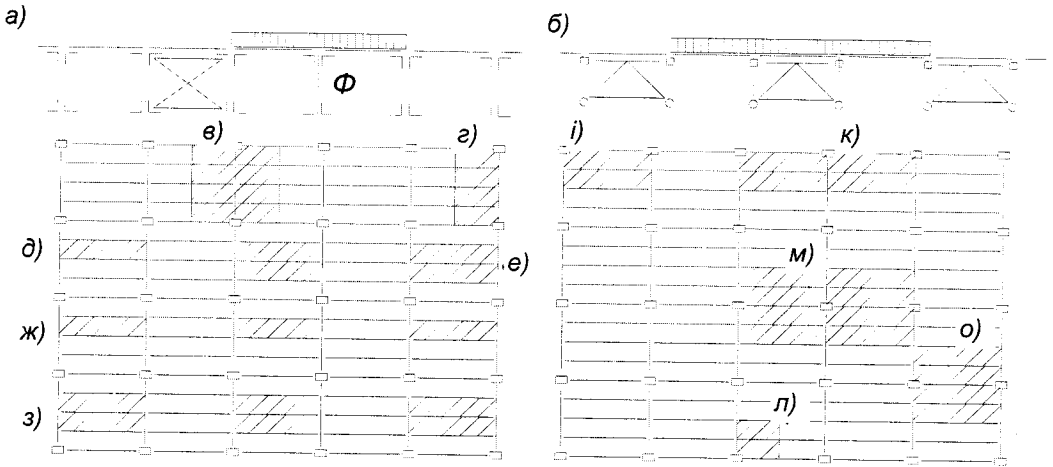


Рис.1.21. Схема завантаження конструкцій

При розрізних однопрольотних прогонах чи плитах даху для несучої кроквяної конструкції (ферми, балки), яка не зв'язана жорстко із сусідніми, завантаження приймаються за звичайною схемою *а*, для спарених конструкцій – за схемою *б*. На інших схемах цього рисунка показані завантаження елементів покриття, перекриття і балкової клітки: схема *в* – при випробуванні головної балки на симетричне навантаження; схема *г* – при однобічному навантаженні; схема *д* – при випробуванні на однобічне навантаження другорядної нерозрізної балки в першому прольоті; схема *е* – при випробуванні тієї самої балки на симетричне навантаження; схема *ж* – при випробуванні на однобічне навантаження середньої другорядної балки; схема *з* – при випробуванні кутової колони; схеми *з*, *і* – при випробуванні проміжних колони на варіанти однобічного навантаження (це залежить від способу спирання балок на колону); схема *і* – при випробуванні крайньої колони на однобічне навантаження; схема *и* – при випробуванні проміжної колони на повне навантаження.

Завантаження великих площ пов'язане із суто технічними проблемами на перекриттях, особливо на покриттях будівель. З можливих видів гравітаційного завантаження найзручнішим здається завантажування водою (див. рис.1.8). Усе ж таки легше підвести на покриття чи перекриття водопровід (у будівлях, що експлуатуються, є можливість підключитися до діючого водопроводу), ніж подавати туди в значній кількості пісок, цеглу, бетонні блоки. Заповнення і спорожнення ємностей можна автоматизувати. Це дуже слушно при завантажуванні покриття, де, з міркувань техніки безпеки перебування людей під час випробування небажане. Але винятки можливі. При випробуванні колон поперечника будівлі доводиться вимушено здійснювати навантаження зверху – на покритті. В такому разі особлива увага приділяється організації робіт.

Схеми розміщення ємностей для випробування різних колон одноповерхової промислової будівлі показані на рис.1.22.

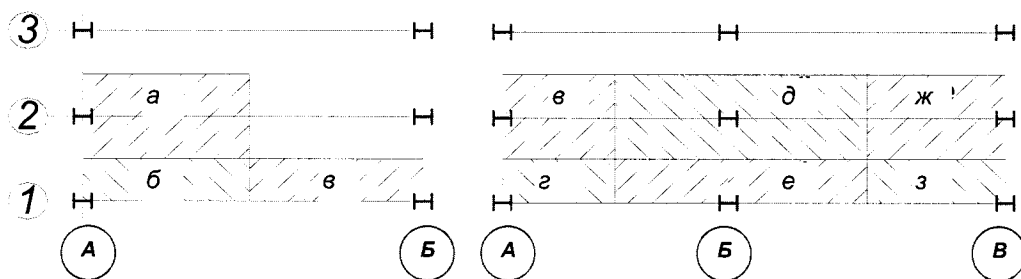


Рис.1.22. Схеми вантажних площ на колони:
а – на колону А-2; *б* – на колону А-1 і Б-1; *в, г, і, д, е, з* – відповідно на колони А-2, А-1, Б-2, В-2, В-1 двопрольотного поперечника

Практичне здійснення схем завантаження на кроквяні конструкції покриттів будівель, що показані на рис.1.21 *а*, з обпиранням на них прогонів чи плит даху у вузлах виконується відомими способами. До тяжів, які закріплюються у вузлах верхнього поясу, знизу підвішуються вантажні платформи, як показано на рис.1.23 *а, б*. Якщо є можливість анкерування тяжів, як пропонується на рис.1.23 *в, г*, то використовуються домкрати з реверсами. При випробуванні блока з двох кроквяних конструкцій, відповідно до схеми навантаження на рис.1.21 *б*, вантажні платформи підвішуються до тяжів, прикріплених до обох конструкцій.

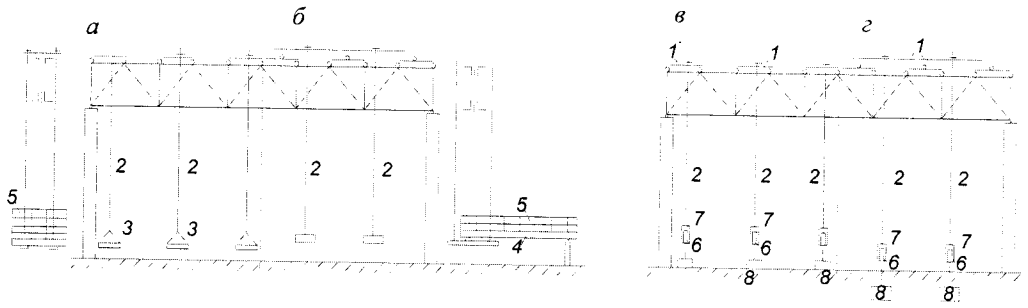


Рис. 1.23. Способи здійснення навантаження на ферми:
а, б – гравітаційний спосіб; *в, г* – домкратами; 1 – розподільні траверси;
 2 – тяжі; 3 – вантажні платформи; 4 – спільна вантажна платформа; 5 – вантаж;
 6 – домкрати; 7 – реверси; 8 – вантажі-анкери

Уже було сказано про одну особливість випробувань конструкцій у будівлях. Інша особливість зумовлена проведенням дослідних робіт, так би мовити, в „польових” умовах. Під цим розуміється вплив погодних і виробничих факторів. Проблеми, які можуть з’явитися внаслідок цих умов, різноманітні. Передбачені вирішуються при плануванні випробування, а несподівані оперативно вирішуються в процесі випробування.

Глава 3.

МЕТОДИ І ЗАСОБИ ВИМІРЮВАНЬ В ЕКСПЕРИМЕНТІ

*Те, що існує, існує в певній кількості,
а отже, може бути виміряне.*

Е. Торндайк

3.1. Загальні відомості

При випробуванні конструкцій і споруд статичним навантаженням виконуються вимірювання значної кількості параметрів, які характеризують як процес навантаження, так і поведінку конструкцій і окремих елементів, вузлів, з'єднань і ін. Вимірювальні параметри такі: а) силова дія на конструкцію; б) лінійні переміщення (прогин конструкції; переміщення опор; кути повороту елементів; зсуви одного елемента відносно іншого); в) фіброві деформації; г) вологість і температура середовища та ін. Для вимірювання перелічених параметрів використовується багато видів приладів і вимірювальних перетворювачів, що мають різні принципи дії, відрізняються конструктивним рішенням, чутливістю, вимірювальним діапазоном та іншими характеристиками.

Бажано вимірювати якомога більшу кількість параметрів для накопичення експериментальних даних і більш повного аналізу роботи конструкції. Однак часто буває достатньо вимірювати тільки частину з перерахованих вище параметрів.

Вимоги до приладів залежать від цілі експерименту та умов його проведення. При значних абсолютних величинах переміщень конструкцій можна обмежитися нескладним обладнанням, виготовленим на місці випробування. В „польових” умовах для вимірювання переміщень зручними можуть бути методи інженерної геодезії чи фотограмметрії. При випробуваннях у лабораторіях, дослідних центрах необхідно використовувати

спеціальні точніші прилади та такі, щоб можна було автоматизувати процес вимірювання.

До приладів пред'являють такі головні вимоги: простота конструкції; незначні габарити й маса; зручність візуального зняття показників; нескладне і надійне кріплення до конструкції; достатня точність і великий діапазон вимірювання.

Є багато приладів, що використовуються при випробуванні конструкцій. Нижче розглянуті тільки ті з них, які застосовуються найбільше: а) для вимірювання прогинів – прогиноміри; б) для вимірювання фібрових деформацій – тензометри та електричні перетворювачі; в) для вимірювання кутів повороту поперечних перерізів – клиноміри; г) для вимірювання зсувів – зсувоміри.

Багато які прилади в комплексі з різними пристроями можуть використовуватися в так званих перетворювачах для вимірювання зовсім інших параметрів, а не тих, для чого вони призначені. Такі перетворювачі також будуть розглянуті.

3.2 Вимірювання силової дії на конструкцію

Вимірювати силову дію необхідно в тих випадках, коли навантаження на конструкцію здійснюється силами ваги чи тиску за допомогою домкратів. На рис. 1.24, а, б, в показано динамометри різної потужності для вимірювання сил розтягу, в конструкції яких використовуються пружини. Динамометрами малої потужності, за допомогою поліспаствів, можна значно розширити діапазон вимірювання сил. На рис. 1.24 г, г наведено вимірювання сил, що перевищують потужність динамометра в 3 (схема г) чи в п'ять разів (схема г).

Динамометри, зображені на рис. 1.25, визначають стискувальні зусилля в десятки і сотні кН. Складовою частиною цих динамометрів є індикатор, який вимірює деформацію скоби, яка залежить від величини діючого зусилля.

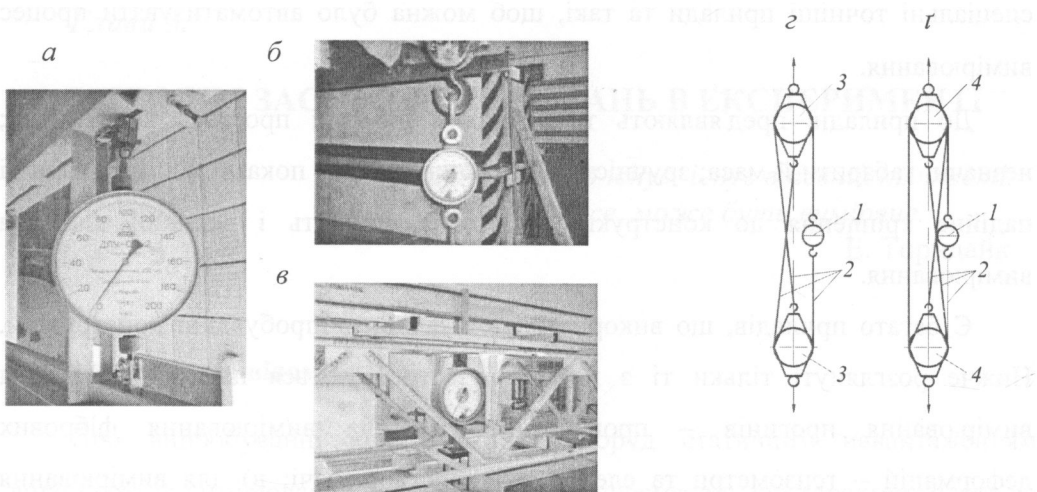


Рис. 1.24. Динамометри для вимірювання сил розтягування:
a, б, в – потужністю відповідно 2, 10, 100 кН;
д, е – схеми використання динамометра розтягування з поліспадом:
 1 – динамометр; 2 – одиничні троси; 3 – поліспаст на один ролик;
 4 – поліспаст на 2 ролики

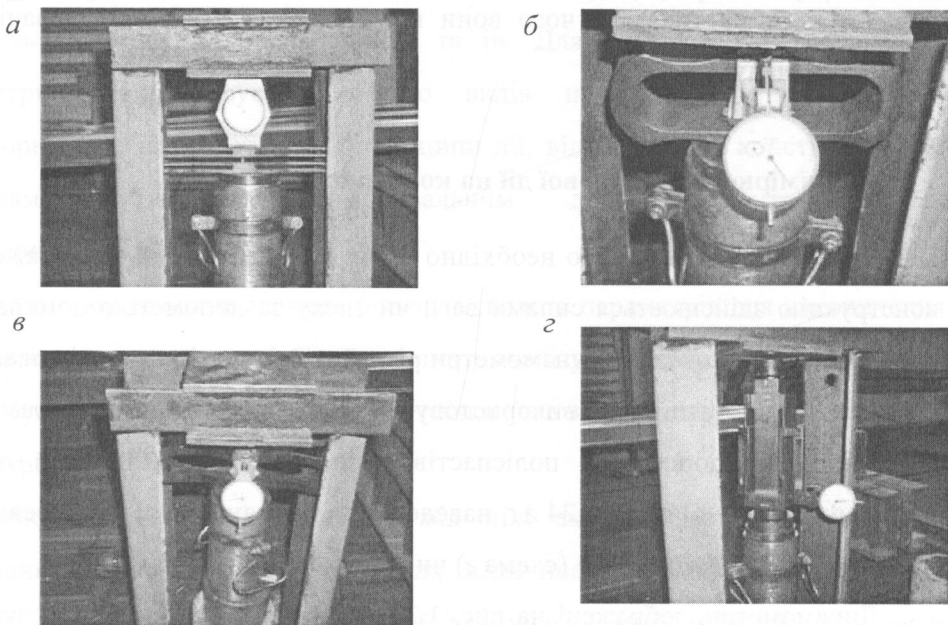


Рис. 1.25. Динамометри для вимірювання сил стискування:
a – 2 кН; *б* – 30 кН; *в* – 50 кН; *г* – 500 кН

3.3. Вимірювання прогинів конструкцій

Прості пристосування. Вимірювання великих прогинів (десятки міліметрів) можна здійснити трубчастим нівеліром чи іншими пристроями. На рис. 1.26 зображено два таких пристрої. У рейковому пристрої (рис.1.26, а) прогин конструкції фіксується в натуральну величину, а в пристрої з важелем (рис.1.26, з) – зі збільшенням відповідно до співвідношення плечей важеля.

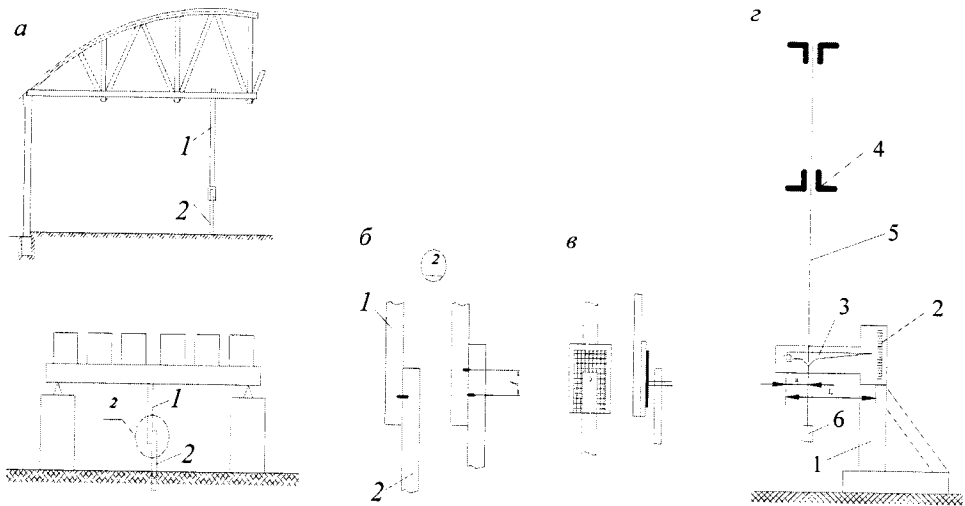


Рис. 1.26. Пристосування для вимірювання прогинів:
 а – схема рейкового пристрою: 1, 2 – дерев'яні рейки;
 б – вимірювання прогину; в – схема записувального пристрою;
 г – схема пристрою з важелем:
 1 – кронштейн; 2 – шкала; 3 – шарнірно закріплена стрілка-важіль;
 4 – точка закріплення дроту; 5 – дріт; 6 – вага для натягнення дроту

При випробуванні статичним навантаженням при переміщенні олівця чи стрілки важеля збоку шкали фіксують етапи випробування: початок завантаження (п. з. – нульовий показник), кінець завантаження (к. з.), кінець витримування під навантаженням (в. н.), розвантаження (р.), кінець витримування після розвантаження (в. р.). За цими відмітками визначають різні величини прогинів – наприклад, для дерев'яної конструкції: пружний прогин, прогин після дії, повний прогин, залишковий прогин; ці дані потрібні для аналізу роботи конструкції.

Прогиноміри. Розглянемо приклади прогиномірів, що використовуються в практиці проведення випробування конструкцій і споруд. Прогиномір – це прилад, за допомогою якого вимірюють переміщення окремих точок конструкції під дією на неї навантаження. За засобом з'єднання з конструкцією, що випробовується, вони розподіляються на прогиноміри з гнучкою і жорсткою в'яззю. Це відповідно прогиноміри з дротовою пов'яззю та індикатори годинникового типу.

Прогиноміри Максимова (рис.1.27, *а*) та Аїстова (рис. 1.27, *б*) призначені для вимірювання лінійних переміщень будь-якої величини з точністю до 0,1 мм (Максимова) і до 0,01 мм (Аїстова). На зворотному боці приладів розташований шків, який зв'язаний системою дискових фрикційних чи зубчастих передач зі стрілкою на циферблаті. Передачі розраховані таким чином, що одному повному оберту шківів з дротом відповідають 10 повних обертів великої стрілки на циферблаті у прогиноміра Максимова і 100 повних обертів у прогиноміра Аїстова. Прогиноміри встановлюються на нерухомій підставці, тонкий дріт (діаметром 0,1 – 0,3 мм) закріплюється до випробуваної конструкції в місці вимірювання прогину і огинає (одним обортом) шків приладу, а до його вільного кінця підвішується вантаж (0,3...0,5 кг). Приклади встановлення прогиномірів показані на рис.1.29. Як варіант, дріт можна перекинути через ролик, а сам прогиномір установити на безпечній відстані від випробуваної конструкції (рис.1.29, *е*). В це місце може бути винесена група приладів, що створює зручності для зняття показників з них при випробуванні.

Індикатори годинникового типу (див. рис. 1.28) є контактними приладами, що потребують безпосереднього зв'язку з конструкцією в точці вимірювання переміщення. За конструкцією ці прогиноміри схожі між собою. Крізь корпус приладу проходить стрижень, зчеплений із системою зубчастих шестерень. Через цю систему переміщення стрижня передається на стрілку шкали приладу. Межа вимірювання прогиноміра – індикатора годинникового типу *а* дорівнює 10 мм, точність – 0,01 мм. Межа вимірювання прогиноміра – індикатора годинникового типу *б* не перевершує 1 мм з точністю 0,001 мм, він використовується для вимірювання дуже малих деформацій.

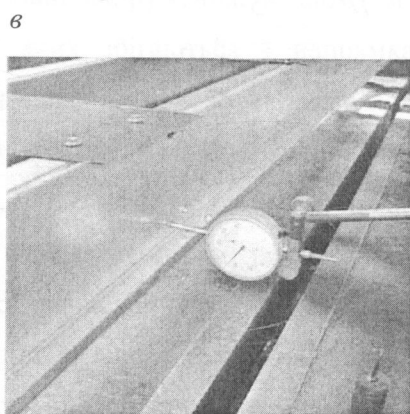
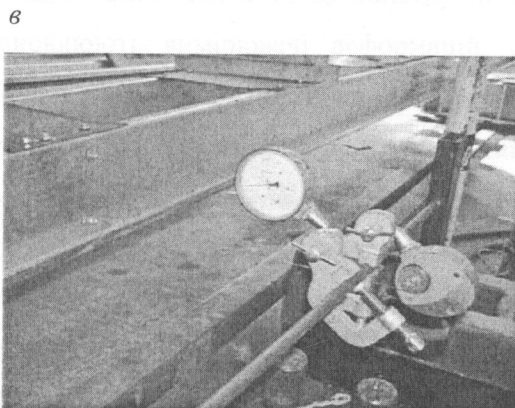
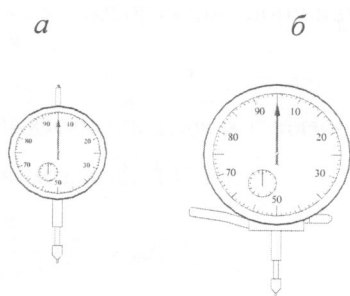
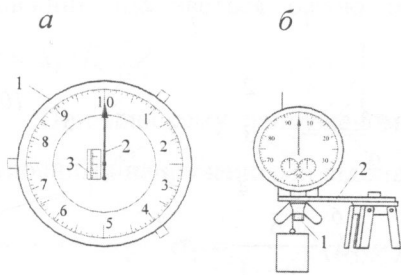


Рис. 1.27. Прогиноміри з гнучким (дротовим) зв'язком:

a – Максимова; *б* – Аїстова;
в – приклад вимірювання переміщень прогону з площини дії навантажень

Рис. 1.28. Індикатори годинникового типу: *a*, *б* – приклад вимірювання переміщень прогону з площини дії навантажень; *в* – приклад вимірювання переміщень з площини дії навантажень

На рис. 1.27, *в* і 1.28, *в* показані приклади використання прогиномірів для вимірювання переміщень конструкції з площини дії навантаження. Установлення приладів по контуру поперечного перерізу елемента дає можливість визначити його депланацію. Це може бути метою експерименту при випробуванні, наприклад, прогонів з тонкостінного складного за обрисом профілю.

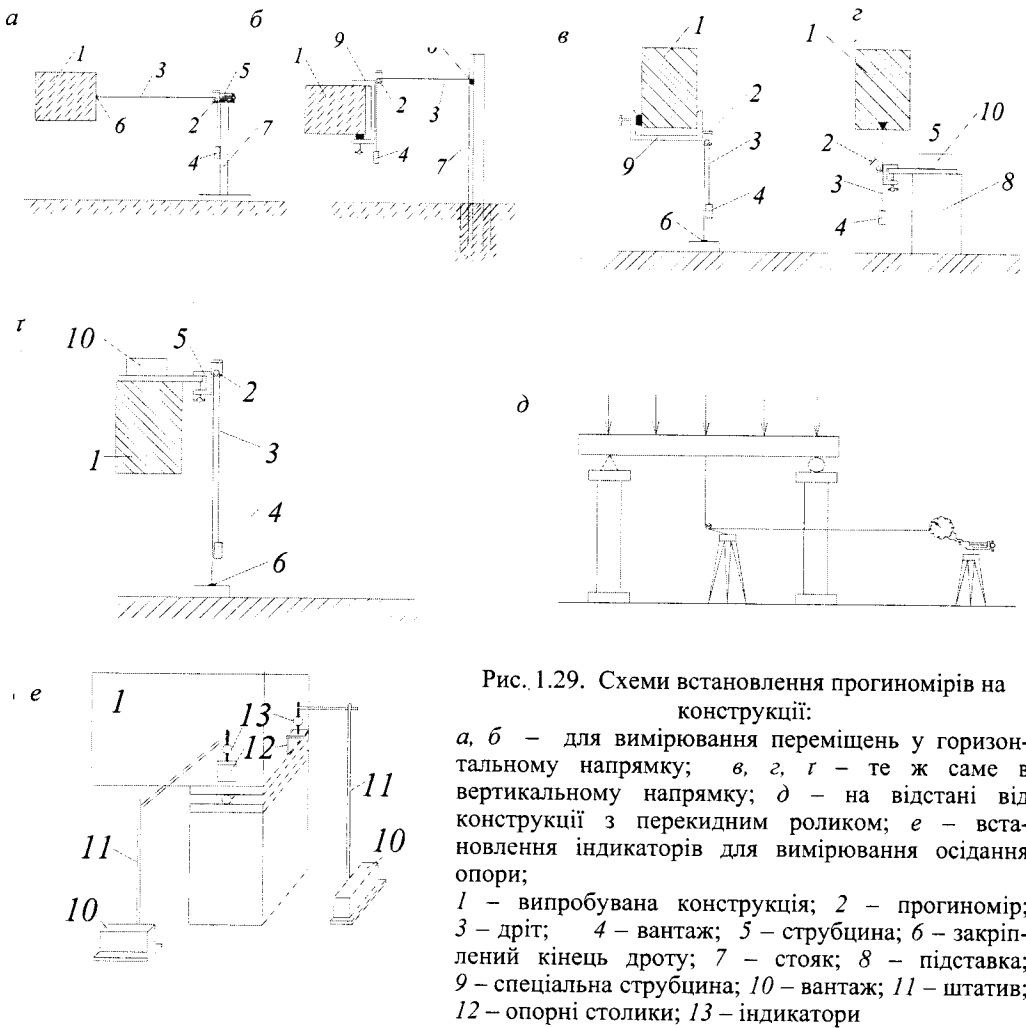


Рис. 1.29. Схеми встановлення прогиномірів на конструкції:

a, б – для вимірювання переміщень у горизонтальному напрямку; *в, г, г* – те ж саме в вертикальному напрямку; *д* – на відстані від конструкції з перекидним роликem; *е* – встановлення індикаторів для вимірювання осідання опори;
1 – випробувана конструкція; *2* – прогиномір; *3* – дріт; *4* – вантаж; *5* – струбцина; *6* – закріплений кінець дроту; *7* – стояк; *8* – підставка; *9* – спеціальна струбцина; *10* – вантаж; *11* – штатив; *12* – опорні столики; *13* – індикатори

3.4. Вимірювання деформацій

При випробуванні конструкцій фіброві деформації вимірюють для визначення та аналізу напруженого стану елементів і вузлів конструкції. Слід зазначити, що немає способів безпосереднього вимірювання напружень у матеріалі. Їх визначають за формулою $\sigma = \varepsilon E$, де ε – відносні деформації, що визначаються тензометруванням. Ці деформації мають дуже малі величини і для їхнього вимірювання використовують тензотри. Тензотри вимірюють деформації (подовження чи укорочення – Δl) матеріалу на певній

довжині, що зветься базою приладу – l . Відносна деформація дорівнює $\varepsilon = \Delta_l / l$.

При плоскому напруженому стані матеріалу зв'язок між деформаціями і головними напруженнями відбивається за узагальненим законом Гука:

$$\sigma_1 = \frac{E}{1-\mu^2}(E_1 + \mu E_2); \quad \sigma_2 = \frac{E}{1-\mu^2}(E_2 + \mu E_1).$$

Щоб визначити в точці конструкції головні напруження, в цьому місці встановлюють вимірювачі деформацій, осі яких збігаються з напрямками головних напружень. Не завжди ці напрямки відомі. В такому випадку можна вдатися до крихких покриттів. Спеціальний рідкий лак наносять тонким шаром на поверхню, де відбувається дослідження, і після отвердіння він надійно зчіплюється з матеріалом конструкції. При навантаженні лак розтріскується, при цьому тріщини поширюються в напрямку, перпендикулярному головному розтягувальному напруженню. Картина тріщин визначає траєкторії головних стискувальних напружень. Потім лак видаляють і поверхню підготовлюють для встановлення вимірювачів деформацій відповідно до встановлених напрямків головних деформацій.

Механічні тензометри. Найбільше поширення одержав двоажільний тензометр Гугенбергера (рис. 1.30, а), кінематична схема якого зображена на рис. 1.30, б.

Переміщення при деформуванні поверхні на величину Δl викликає переміщення на цю саму величину нижнього кінця важеля 4 – призми 5, при цьому кінець важеля 2 (це стрілка приладу) через коромисло 3 переміститься на величину

$$\Delta l = \Delta n \frac{L}{d} \cdot \frac{S}{r}, \quad (1.1)$$

при $\Delta n = n_n - n_k$, де n_n – початковий, а n_k – кінцевий відлік по шкалі.

Збільшенням приладу дорівнює 1000 (L, S, a, r – див. на рис. 1.30, б) і

визначається за формулою $k = \frac{L}{d} \cdot \frac{S}{r}$.

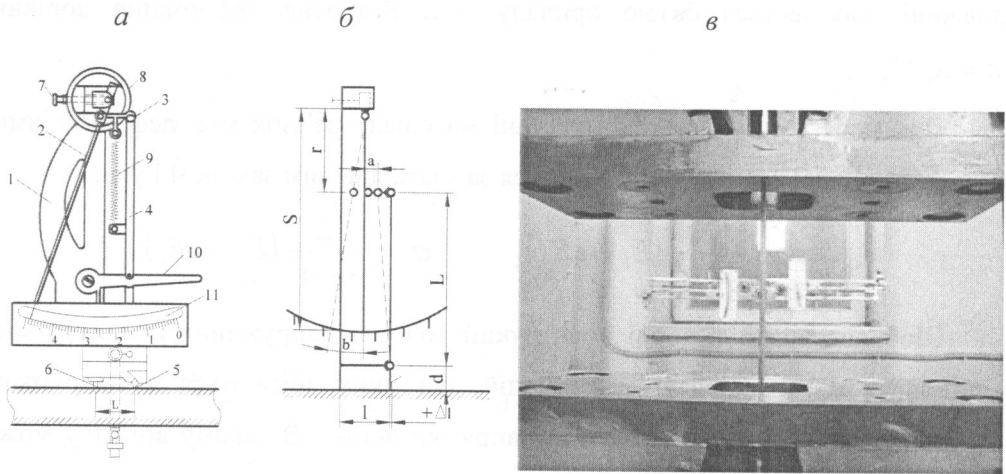


Рис. 1.30. Двоважільний тензометр Гугенберга:
a – загальний вигляд; *б* – кінематична схема; *в* – вимірювання деформацій сталевго зразка при випробуванні на розтяг;
l – корпус приладу; 2 – стрілка; 3 – коромисло; 4 – важіль; 5 – рухома опора;
 6 – нерухома опора; 7 – регулювальний гвинт; 8 – запобіжний кожух;
 9 – пружина; 10 – зажим; 11 – дзеркальна шкала

Тоді відносна деформація буде такою:

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{k \cdot l}. \quad (1.2)$$

Тензометри дуже різноманітні за конструктивним оформленням. Їм притаманний суттєвий недолік – це неможливість без пересування стрілки за допомогою регулювального гвинта вимірювати деформації більше ніж 40 мк (а торкатися приладу під час випробування небажано). Тому їх застосовують обмежено – для випробування металевих конструкцій або арматури залізобетонних конструкцій.

Для вимірювання деформацій неоднорідних матеріалів, таких як дерево, бетон, цегла, необхідно збільшувати базу приладів, з тим щоб уникнути небажаних впливів на результат неоднорідності структури матеріалів на малій базі. Це досягається використанням подовжувачів бази тензометрів (рис. 1.31 б). За тензометр можна використати перетворювач, наприклад, з індикатором годинникового типу (рис.1.31 в).

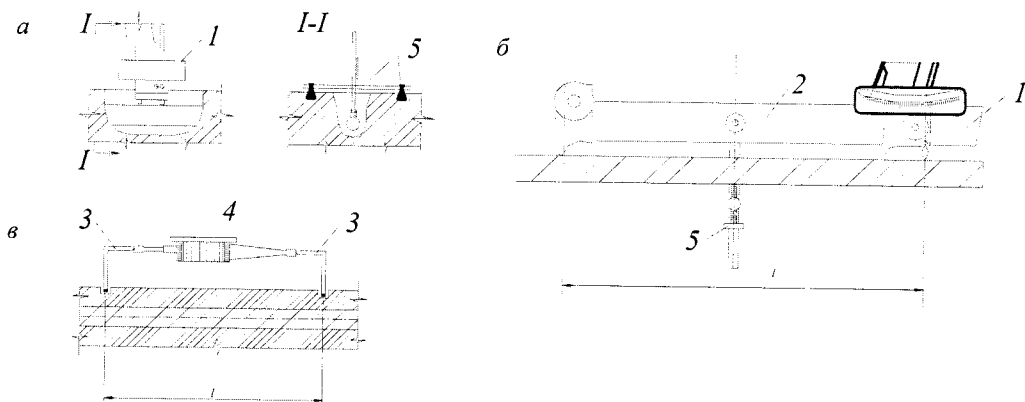


Рис. 1.31. Вимірювання деформацій:

- a* – арматури; *б* – бетону чи деревини з подовжувачем бази тензометра;
в – за допомогою вимірювача з індикатором годинникового типу;
1 – тензометр; *2* – подовжувач бази; *3* – упори – подовжувачі бази;
4 – індикатор; *5* – кріплення тензометра до конструкції

На рис.1.32, *a*, *б* наведено приклади використання вимірювачів деформацій з подовжувачем бази до 60 см при дослідженні залізобетонних елементів. Одночасно на зразках колони і балки деформації вимірюються тензорезисторами з базою 20 мм. Окрім дублювання вимірювань, такий спосіб може дати цінні результати щодо впливу неоднорідності структури матеріалу на напружено-деформований стан елементів. На рис. 1.32, *в* подано приклад вимірювання деформацій фрагменту стіни з цегли.

Розглянуті прилади призначені для застосування головним чином в умовах лабораторії. При проведенні випробувань чи тривалому спостереженні за діючим об'єктом у польових умовах зручніше користуватись іншими приладами. Деякі з них використовують тільки під час періодичних випробувань, інші розміщують на об'єкті дослідження на тривалий термін. Розглянемо приклади таких тензометрів.

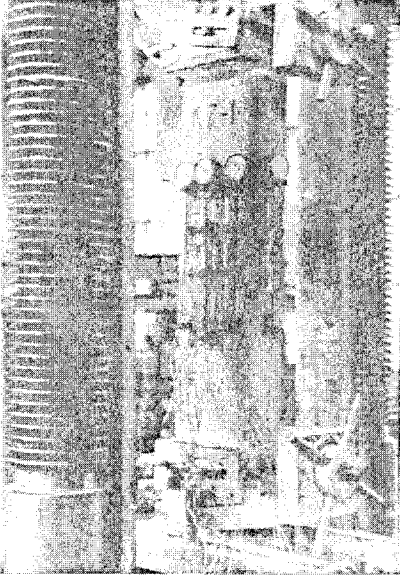
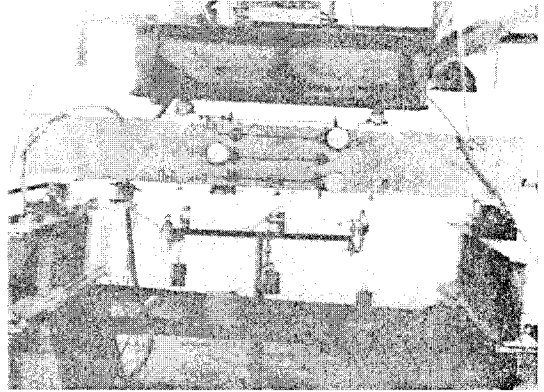
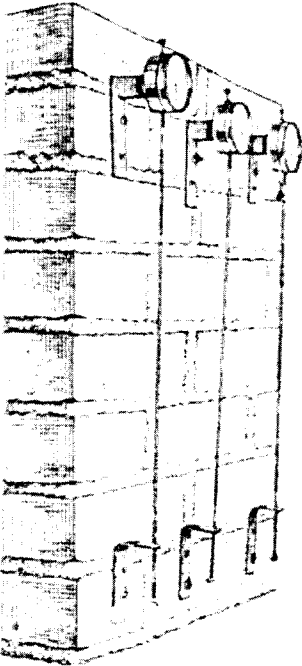
a*б**в*

Рис. 1.32. Приклади випробування залізобетонних елементів і цегляної стіни:
a – колони; *б* – балки; *в* – стіни

Компаратори. Компаратори (рис.1.33). Це вимірювачі деформацій за принципом приладу, що розглянутий вище (див. рис.1.31,в). Найбільшого розповсюдження отримав механічний компаратор (рис.1.33, а). Його достоїнством є те, що він дає змогу проводити тривалі дослідження за деформованим станом споруди чи конструкції.

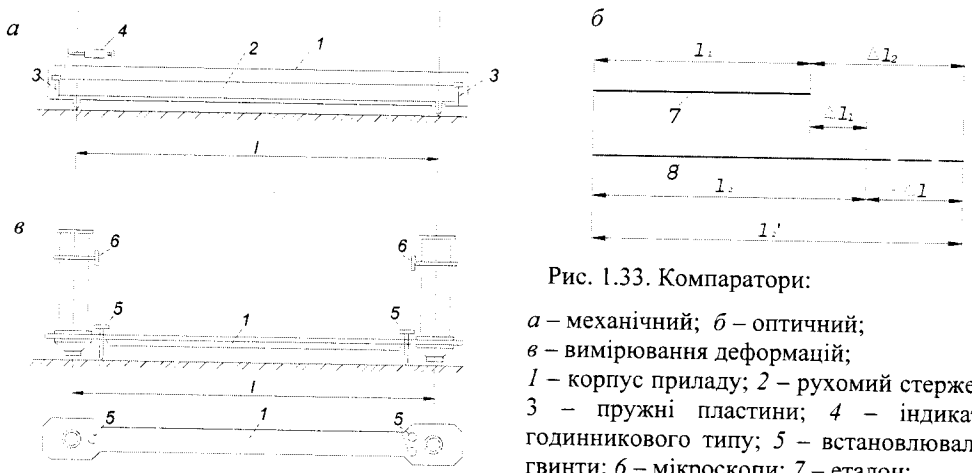


Рис. 1.33. Компаратори:
а – механічний; *б* – оптичний;
в – вимірювання деформацій;
l – корпус приладу; 2 – рухомий стержень;
 3 – пружні пластини; 4 – індикатор
 годинникового типу; 5 – встановлювальні
 гвинти; *б* – мікроскопи; 7 – еталон;
 8 – поверхня досліджуваної конструкції

На об'єкті, що досліджується, в місцях вимірювання деформацій наносять упори (риски) на відстані, що дорівнює базі приладу *l*. Фіксуються початкові показники за індикатором у місцях вимірювання і на еталоні. При планових поточних дослідженнях чи під час і одразу після незвичайних навантажень або дій виконуються нові вимірювання. Еталон потрібен для того, щоб компенсувати при вимірюванні деформацій на об'єкті вплив навколишнього середовища. Техніка вимірювання деформацій пояснюється на схемі рис.1.33, *в*.

Деформації конструкції знаходяться за формулою

$$\Delta l = \Delta l_2 - \Delta l_1, \tag{1.3}$$

де Δl_2 – різниця довжини між упорами еталона і довжиною між упорами (рисками) на конструкції після її деформування; $\Delta l_2 = l'_2 - l_1$;

Δl_1 – різниця довжини між упорами еталона і довжиною між упорами на конструкції до її деформування; $\Delta l_1 = l_2 - l_1$.

Для точніших вимірювань деформацій використовують оптичні компаратори (рис.1.33, *б*). Принципи їхньої конструкції і вимірювання такі самі, як у механічного компаратора.

Струнні тензометри. Важливим їхнім достоїнством є велика точність і легкість передачі інформації на великі відстані. Винахідником струнного методу тензометрування є акад. М.М. Давиденко Ці прилади доведені до

значного удосконалення. Перші з них були застосовані при будівництві Дніпрогесу в кількості декількох сот одиниць у тілі греблі. Завдяки цьому було отримано цінні дані про напружено-деформований стан споруди протягом тривалого часу експлуатації. Одну з останніх модифікацій струнного тензометра показано на рис.1.34, а. Струна натягнута між пружними опорами, якими прилад закріплюється до бетону в тому місці масиву чи конструкції, де вимірюються деформації. Поблизу від струни розміщені електромагніти: один – збуджувач, другий – приймач. Після миттєвого електричного імпульсу в збуджувачі струна набуває коливання, частота яких залежить від її натягу тобто від зміни бази приладу (деформації бетону). В приймачі збуджується електричний струм, частота якого залежить від частоти коливання струни, і досягає максимуму при резонансі. Цей момент фіксується на контрольному пункті, і показник частоти струму перетворюється на деформації. В інших струнних тензометрах застосовано один електромагніт, який є і збуджувачем, і приймачем коливання струни.

Струнні тензометри широко застосовуються при випробуваннях статичним навантаженням. Але деякі їхні різновидності (рис.1.34, б) дають змогу проводити дослідження при динамічних навантаженнях, наприклад, при забиванні паль у ґрунт. Техніка вимірювання деформацій тут дещо відрізняється від того, що пояснено вище.

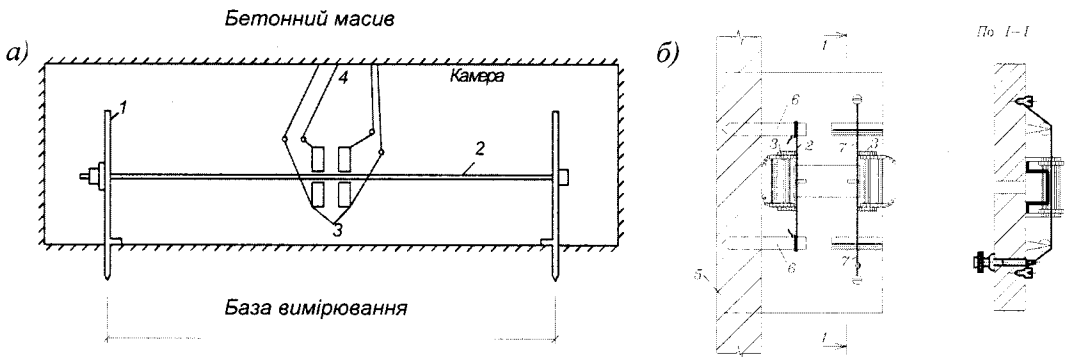


Рис. 1.34. Два типи струнних тензометрів:

- а – для статичних випробувань: 1 – пружні опори; 2 – струна; 3 – електромагніти; 4 – дроти;
 б – для динамічних випробувань: 2 – робоча струна; 3 – електромагніти;
 5 – паля; 6 – штифти; 7 – еталонна струна

3.5 Вимірювання інших переміщень

Клиноміри. Прилади, призначені для вимірювання кутів повороту перерізів елементів конструкцій, називаються клиномірами. Найпростішими клиномірами є важільні пристрої (рис.1.35), що використовуються для вимірювання значних поворотів окремих елементів конструкції.

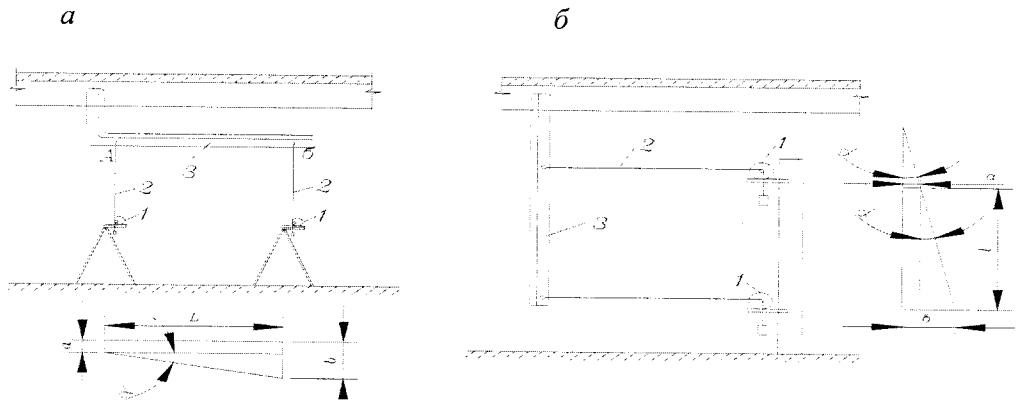


Рис.1.35. Важільні клиноміри:

a – з горизонтальним важелем; *б* – з вертикальним важелем;
l – прогиноміри; 2 – дроти; 3 – важелі

Перед завантаженням конструкції за прогиномірами беруть показники n_1 і n_2 , після завантаження n'_1 і n'_2 . Тангенс кута повороту перерізу визначають за формулою

$$\operatorname{tg} \alpha = (b - a) / l \quad (1.4)$$

де $a = n_1 - n'_1$; $b = n_2 - n'_2$.

У практиці експериментальних досліджень застосовують дві моделі клиномірів. У клиномірі Стопані використовується ватерпас (рис.1.36, *a*), а в клиномірі Аїстова – висок (рис. 1.36, *б*). При малих кутах повороту різниця між $\operatorname{tg} \beta$ і кутом β в радіанах знаходиться за межею точності приладів і їх можна прирівняти. Тангенс кута повороту клиномірів визначають за формулами:

клиномір Стопані $\operatorname{tg} \beta = 0,000031 (n_1 - n_2)$;

клиномір Аїстова $\operatorname{tg} \beta = 0,000025 (n_1 - n_2)$;

де n_1 і n_2 – показники за приладами до і після навантаження конструкції.

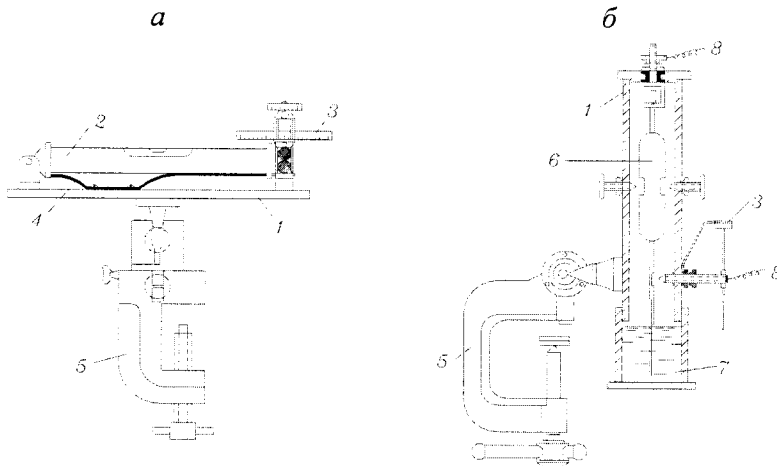


Рис. 1.36. Моделі клиномірів:

1 – корпус; 2 – водяний рівномір; 3 – мікрогвинт з числовим лімбом; 4 – пружна основа; 5 – струбцина; 6 – висок; 7 – демпфувальна рідина; 8 – електричні дроти

Зсувоміри. Для визначення зсувів елементів одного відносно іншого в дерев'яних конструкціях застосовують індикатори в ролі перетворювачів, обладнані спеціальними пристроями (рис. 1.37).

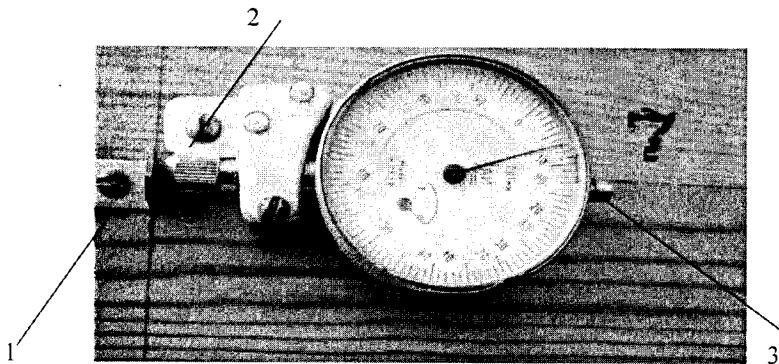


Рис. 1.37. Вимірювання зсуву брусів у складеній балці:

1 – штифт на нижньому брусі для упору рухомого стержня індикатора; 2 – штифти на верхньому брусі для кріплення індикатора; 3 – рухомий стрижень індикатора

Взаємні зсування елементів сталевих конструкцій фіксуються зсувоміром, який являє собою модифікацію двоажелевого тензометра (див. рис. 1.30). В ньому опори розміщені не по одній лінії, а зміщені таким чином, щоб вони спирались на елементи, між якими вимірюється взаємний зсув.

ЕЛЕКТРОТЕНЗОМЕТРУВАННЯ В ДОСЛІДЖЕННЯХ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

*Виміряти усе, що піддається вимірюванню,
а що не піддається – зробити вимірюваним.
Г. Галілей*

Цей спосіб вимірювання ґрунтується на властивості провідника змінювати свій електричний опір при його деформуванні. Провідник, який жорстко зв'язаний з поверхнею матеріалу конструкції, деформується разом з матеріалом і при скороченні чи подовженні змінюється його площа поперечного перерізу та електропровідність. Основою тензорезистора є чутливий датчик з металу, який має високий електричний опір, діаметром 0,002...0,05 мм, до кінців якого припаяні мідні виводи. Датчик з обох боків ізолюється листками тонкого ізоляційного матеріалу, які склеєні між собою. Застосовуються датчики із зигзагоподібною решіткою з круглого дроту чи фольги. Їхня перевага полягає в дуже малих габаритах, завдяки чому їх можна використовувати там, де немає можливості встановити інші прилади. Крім того, використану сучасну апаратуру можна встановлювати на конструкцію у великій кількості, а автоматизація процесу зняття відліків дає можливість швидко контролювати напружений стан конструкції на кожному етапі випробування.

4.1. Фізична основа тензометрування

Основною характеристикою тензорезисторів є їхня тензочутливість:

$$S = \frac{\Delta R / R}{\Delta l / l} = \frac{\Delta R / R}{\varepsilon} = \frac{E(\Delta R / R)}{\sigma}, \quad (1.5)$$

де R – номінальний опір датчика $Q_{\text{омах}}$;

ΔR – величина зміни опору датчика при його деформації Δl .

Тоді напруження визначається за формулою

$$\sigma = \frac{E(\Delta R / R)}{S}. \quad (1.6)$$

Характеристика тензорезистора S приводиться в його паспорті. Таким чином, визначення напружень зводиться до вимірювання відносної зміни електричного опору датчика. Для цього розроблені різноманітні електромеханічні вимірювальні прилади.

Основу приладів становить двоплечовий тензометричний міст і міст Уїтстона (рис.1.38). Тензорезистор, установлений на поверхні досліджуваного об'єкта, називається робочим (Z_{ak}) і становить одне плече моста. Тензорезистор Z_k називається компенсаційним; він є іншим плечем моста і встановлюється на елемент, що не деформується під дією зусилля, виготовлений з того самого матеріалу, що й об'єкт дослідження (чи окремий елемент). Це забезпечує компенсацію температурних деформацій в об'єкті дослідження.

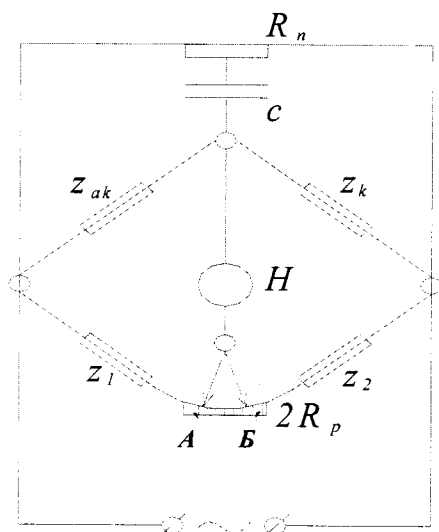


Рис.1.38. Схема тензометричного вимірюваного моста

Z_{ak} , Z_k – робочий і компенсаційний тензорезистори; Z_1 , Z_2 – електричні опори інших плечей моста; R_n – змінний опір; C – конденсатор; H – індикатор (вимірювальна шкала, демонстраційне цифрове табло і т. ін.); $2R_p$ – реохорд

Умова балансу моста

$$Z_{ak} \times Z_2 = Z_k \times Z_1 \quad (1.7)$$

У разі зміни опору робочого тензорезистора баланс порушується, і його рівновага відновлюється реохордом (це може виконуватися в автоматичному режимі). Величина зміни опору реохорда фіксується вимірювальним пристроєм

H, і ця інформація демонструється спостерігачеві в переробленому зручному вигляді.

Зі схеми тензометричного вимірювального ланцюга видно, що для кожного робочого тензорезистора потрібен компенсаційний, тобто окремий міст Уїтстона. Зрозуміло, що такий прилад надто громіздкий. Тому прилад з одним мостом забезпечується комутатором для підключення різної кількості робочих тензорезисторів. Швидкодіючі комутатори прискорюють переключення їх і весь процес вимірювання деформацій.

Одним із поширених є тензометричний прилад СІИТ-3, до складу якого входить комутатор, розрахований на підключення 100 робочих тензорезисторів, і вимірювач опору датчиків з автоматичним балансуванням тензометричного моста. Це дуже швидкодіючий прилад, за допомогою якого можна фіксувати швидкоплинні процеси деформування. Загальний вигляд приладу СІИТ-3 демонструється на рис. 1.39, на якому показано установку для експериментального дослідження напружень у стрижнях ферми (лабораторна робота).

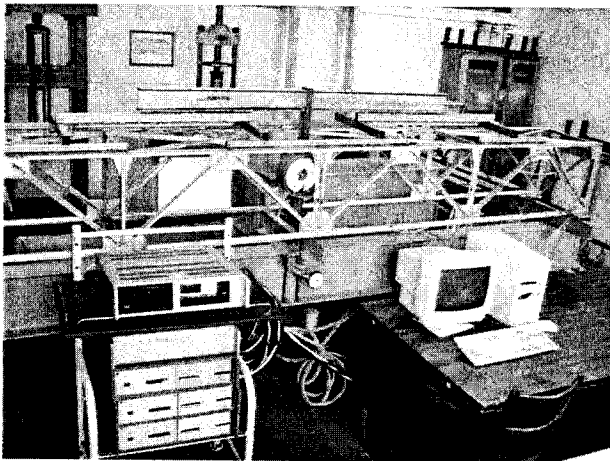


Рис. 1.39. Установка для випробування ферми з використанням тензометричного приладу СІИТ-3

Використання таких приладів розширює можливості експериментаторів, тому що вони дають змогу досліджувати деформації практично одночасні, які з'являються і діють у різних місцях конструкцій. Значно менше впливає фактор

часу і процеси реології в матеріалах. Точніше можна зафіксувати напруження ближче до початку руйнування конструкції. А часто саме це є метою дослідження роботи конструкцій, на цих результатах ґрунтується теорія їхнього розрахунку. Завдяки об'єднанню декількох СИИТ-3 в єдину вимірювальну систему з підключенням до комп'ютера можна довести кількість установлених на конструкцію тензорезисторів до 1000 одиниць і більше. Звісно, це вже унікальні й рідкісні випробування, але вони необхідні для отримання всебічної картини напруженого стану нової конструктивної форми, з новітніх матеріалів, з оригінальними рішеннями вузлів чи з'єднань і т. ін.

4.2. Типи тензорезисторів

Великого поширення отримали три види тензорезисторів датчиків: дровові, фольгові і напівпровідникові. Застосування напівпровідникових тензорезисторів обмежилось в якості тензоперетворювачів у динамометричних датчиках, а також при реєстрації високошвидкісних процесів деформування. Для загальної тензометрії застосовують петльові дротяні тензорезистори, тому що вони прості у виготовленні, не потребують складного обладнання. Однак петлі таких тензорезисторів зумовлюють їхню поперечну чутливість. Виготовлення дровових безпетльових тензорезисторів промисловість не освоїла), а круглий переріз мікродроту погіршує зчеплення з паперовою основою. Тому, щоб усунути від'ємний ефект петльових тензорезисторів, доцільно перейти на площинні. Такі тензорешітки мають значно кращі умови охолодження, і як результат, дають змогу підвищити в них щільність струму, не спричиняючи при цьому розм'якшення клею й не погіршуючи умов спільності деформування з поверхнею матеріалу. Ці фактори приводять до зниження повзучості тензорезистора і підвищення достовірності вимірювань.

Перевагою фольгових тензорезисторів є плоский прямокутний переріз тензониток. Збільшення перерізу фольги в зоні петель зумовлює низьку поперечну тензочутливість тензорезисторів. Виготовлення фотолітографічним способом дає змогу отримати тензорешітки будь-якої форми, які повною мірою задовольняють завдання експерименту. З фольги можна виготовити мініатюрні

тензорезистори з базою 1,0...2,0 мм. Мініаторизація має межу можливостей існуючого вимірального устаткування.

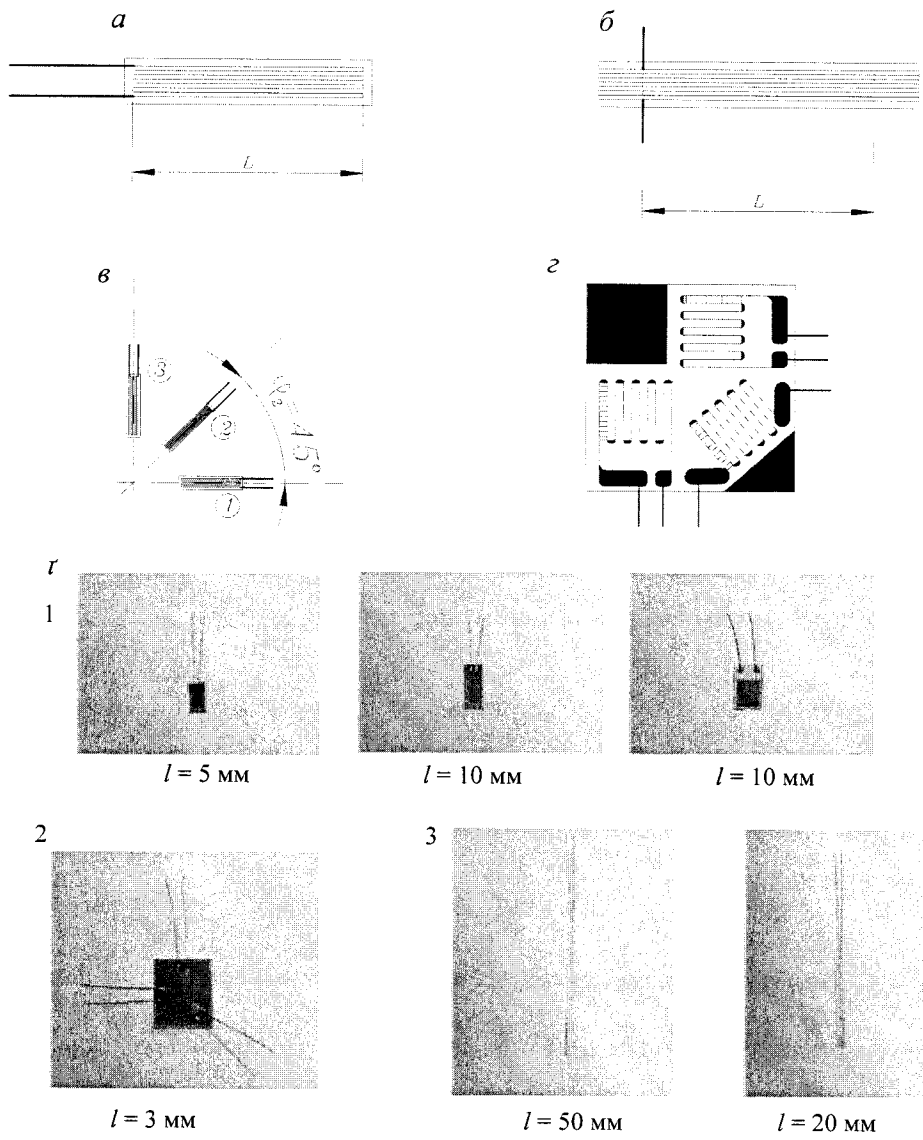


Рис. 1.40. Типи дротових та фольгових тензорезисторів:

а, б – дротові з петльовою і безпетльовою решітками; *в* – прямокутна розетка з дротових або фольгових тензорезисторів; *г* – заводська розетка з фольгових тензорезисторів;
1 – фольгові; *2* – дротові

4.3. Дослідження плоского напруженого стану

Для визначення плоского напруженого стану в окремих місцях конструкції застосовуються тензорезистори, які розміщують під різними кутами відносно один до іншого на поверхні конструкції (рис.1.40, в), або розетки тензорезисторів (рис.1.40, з).

Застосування розеток дає змогу визначити напрямок і величини компонентів головних деформацій, і таким чином напружений стан матеріалу в цьому місці. У прямокутній розетці (рис.1.40, в) $\varphi_1 = 0^\circ$, $\varphi_2 = 45^\circ$ й $\varphi_3 = 90^\circ$. За одержаними компонентами ε_0 , ε_{45} , ε_{90} головні деформації обчислюють за формулою

$$\varepsilon_{\min}^{\max} = \frac{\varepsilon_0 + \varepsilon_{90}}{2} \pm \sqrt{\frac{(\varepsilon_0 - \varepsilon_{45})^2 + (\varepsilon_{45} - \varepsilon_{90})^2}{2}}. \quad (1.8)$$

Кут між напрямком максимальної головної деформації і віссю тензорезистора T_0 визначають за формулою

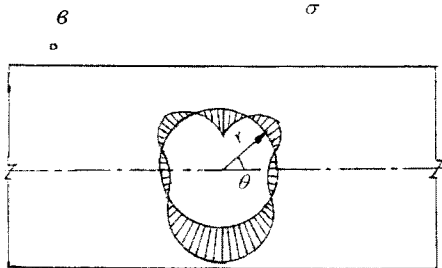
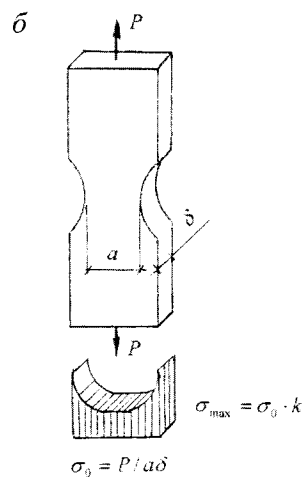
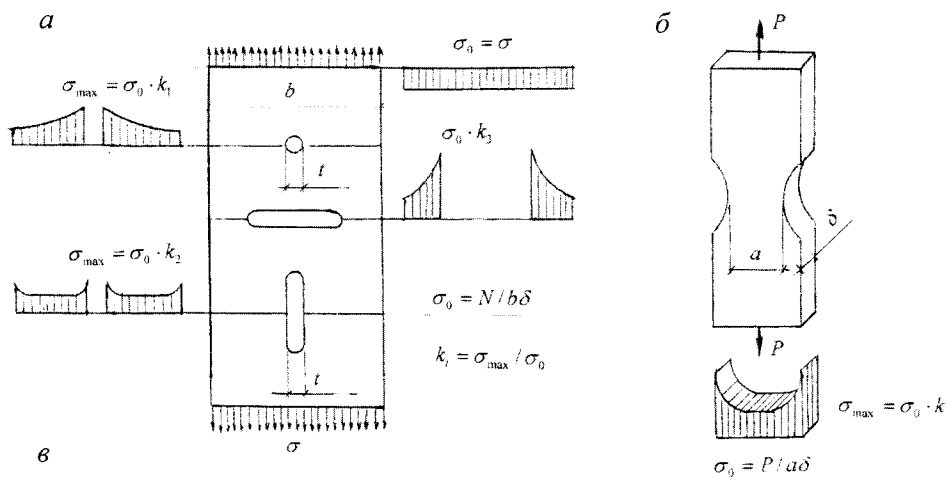
$$\phi = 0,5 \arctg \frac{2\varepsilon_{45} - (\varepsilon_0 + \varepsilon_{90})}{\varepsilon_0 - \varepsilon_{90}}. \quad (1.9)$$

Якщо положення осей відомо, то для визначення величин головних деформацій достатньо встановити два тензорезистори і зорієнтувати їх за напрямками цих осей.

4.4. Вимірювання деформацій у зонах з високим градієнтом напружень

У міцнісних дослідженнях при статичному (а особливо – циклічному) навантаженні особлива увага приділяється вивченню локальних деформацій у зонах концентрації, тому що роботоспроможність матеріалу в порівняно малих об'ємах, безпосередньо прилеглих до концентратора, в багатьох випадках визначає міцність і запас надійності конструкції в цілому.

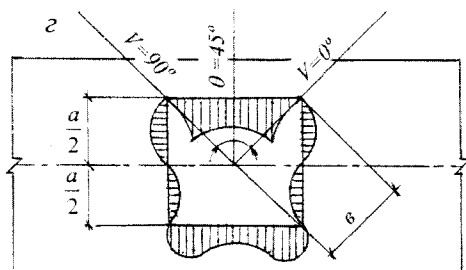
Концентрацію напружень біля отворів при розтягу елементів показано на рис. 1.41, а; біля виточок – на рис. 1.41, б; навколо круглого отвору в зоні чистого згину елемента, що працює на згин, – на рис. 1.41, в; те саме навколо прямокутного отвору – на рис. 1.41, з.



$$\sigma_{\theta} = \frac{M \cdot r}{J} (\sin \theta - \sin 3\theta)$$

r - радіус отвору

θ - полярна координата точки контуру



$$\sigma_{\theta} = \frac{M}{J_x} \cdot \frac{r\sqrt{2}}{2(0,9 - \frac{3}{2}\cos 4\theta)} \cdot [1,185(\sin \theta + \cos \theta) +$$

$$+ (\sin \theta - \cos \theta) + \frac{1}{9}(\sin 5\theta + \cos 5\theta)] \quad (1.10)$$

$$r = \frac{1}{2}(a + \delta) \quad (1.11)$$

θ - поперечний кут

Рис. 1.41. Зони з високим градієнтом напружень

Для вимірювання деформацій у зонах концентрації напружень розроблено спеціальні фольгові тензорезистори. Тензорешітка датчиків являє собою багатоелементні ланцюжки, які складаються з великої кількості близько розташованих і з'єднаних послідовно малогабаритних фольгових тензоелементів з базою 0,8 ... 1,0 мм (рис.1.42). Ланцюжки тензорезисторів на рис. 1.42, а, б, в, залежно від орієнтації тензониток, призначені для реєстрації поздовжніх і поперечних деформацій. Ланцюжки двокомпонентних

тензорозеток (рис. 1.42, *з*) забезпечують послідовне вимірювання обох нормальних деформацій, а при їх суміщенні з ланцюжком тензоелементів, орієнтованих під кутом 45° (рис. 1.42, *в*), створюють ланцюг трикомпонентних розеток тензорезисторів.

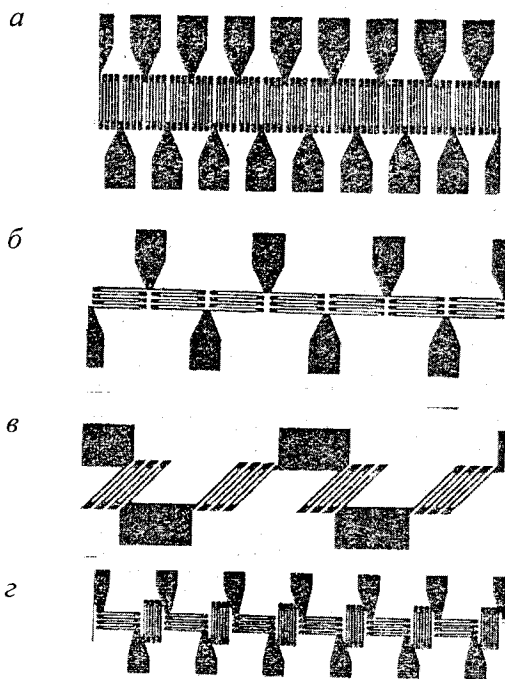


Рис. 1.42. Малогабаритні ланцюжки тензорезисторів

Габарити тензоелементів такі невеликі, що база вимірювання не перевершує того елементарного об'єму матеріалу, в межах якого деформацію можна вважати однорідною.

Точна оцінка компонент напруження в місцях концентраторів, тобто в зоні зародження тріщин, являє великий інтерес для вирішення питань крихкого руйнування конструкційних матеріалів.

Виконати точну орієнтацію і приклеювання на елемент одиночних мініатюрних тензорезисторів практично неможливо. Щільне розміщення тензоелементів у ланцюжку і безперервність слідування їх уздовж перерізу дає змогу точно визначити розподіл деформацій і величину градієнта нерівномірності.

Оскільки в місцях концентраторів дуже рано розвиваються пластичні деформації, то для того щоб тензорезистор мав широкий діапазон вимірювання деформацій, тензорешітку виконують з пластичних константанових сплавів.

4.5. Точність вимірювань із застосуванням фольгових мінітензорезисторів

Висловлене наприкінці попереднього параграфа міркування щодо однорідності деформації в межах навіть мінітензорезисторів умовне. На базі вимірювання результат отримується з усередненням, що привносить деяку похибку. Зменшення бази тензорезисторів до десятих часток міліметра спричинює різке зниження їхніх метрологічних показників, оскільки зростає поперечна чутливість.

Суттєво запобігти цьому сучасна технологія виготовлення фольгових тензорезисторів не може. Тому в одноміліметрових тензоелементах відношення ширини до довжини обмежено до 0,4...0,5 при кількості петель не більше трьох-чотирьох, як показано на рис. 1.42. Це забезпечує достатньо низьку поперечну чутливість тензорезисторів, що надзвичайно важливо при вимірюванні деформацій в зонах з високим градієнтом напружень. Щоб мати точнішу картину напруженого стану матеріалу, в таких зонах треба кількісно оцінювати можливу похибку вимірювання деформацій у перерізі.

Приклад. Досягається це зіставленням теоретичного результату нерівномірності напружень у пластині з двобічним глибоким надрізом, використовуючи відоме рішення теорії пружності з фактичною нерівномірністю напружень, яка встановлюється дослідом. Досліджуються напруження в перерізі з надрізом $l-l$ (рис. 1.43, *a*). Теоретичне рішення дає напруження в точках, збіжних з центрами площин окремих тензорезисторів, розмішених на осі у упродовж перерізу $l-l$. Теоретичне напруження в точці l становить $\sigma_{T,l} = 49,3 \text{ МПа}$.

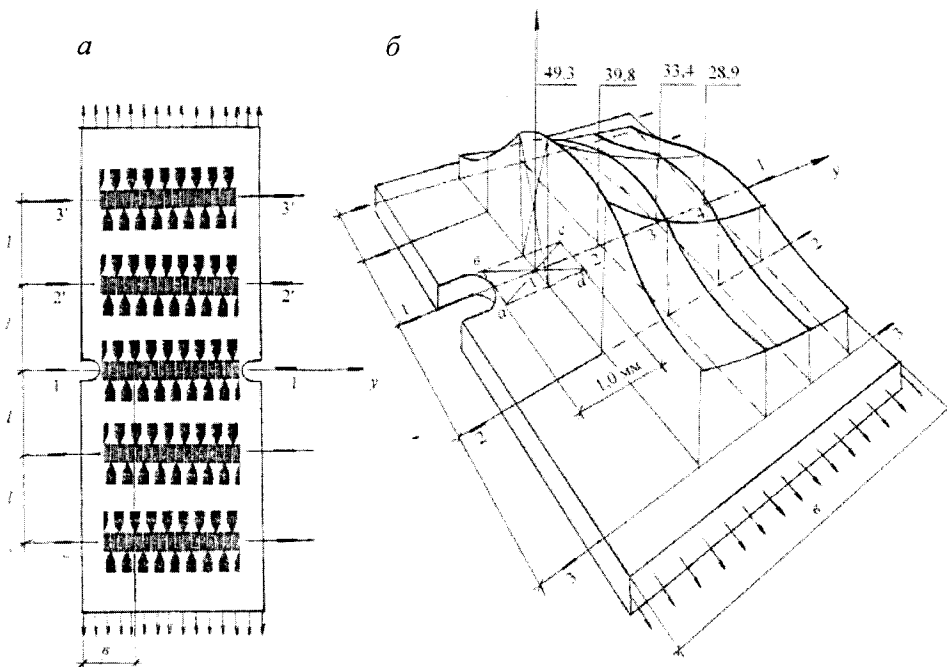


Рис. 1.43. Оцінювання похибки вимірювання напружень, зумовленої усередненням деформації габаритами тензорезисторів:
a – загальний вигляд зразка; *б* – фрагмент епюри напружень

Використані фольгові тензорезистори з базою 1,0 мм і шириною 0,4 мм, з яких утворений ланцюжок у перерізі 1 – 1. Робоча площа об'єму матеріалу, в якому вимірюється деформація, становить $1 \times 0,4 = 0,4 \text{ мм}^2$. Методика встановлення похибки вимірювання полягає в порівнянні напружень фактичних σ_{ϕ} з напруженнями теоретичними σ_T .

Теоретичні напруження визначені для точок 1, 2, 3, 4. Ці самі точки стали центрами фольгових тензорезисторів у робочому перерізі. Симетрично осі *y* в перерізах 2 – 2 і 2' – 2'', а також 3 – 3 і 3' – 3'' встановлені аналогічні ланцюжки тензорезисторів. На рис. 1.43, б показано фактичні епюри напружень, по яких підраховано об'єми епюр на площинах, обмежених площинами тензорезисторів. Для прикладу знайдено об'єм тільки на площині *abcd* тензорезистора 1, який дорівнює $V_1 = 19,4$. У методиці прийнято, що реєстрована тензорезистором деформація пропорційна відношенню об'єму епюри до площини тензорезистора – це є усереднена деформація і відповідно $\sigma_{\phi,1} = V_1 / 0,4 = 19,4 / 0,4 = 48,5 \text{ МПа}$. Тоді точність вимірювання

$$\frac{\sigma_{T,1} - \sigma_{\phi,1}}{\sigma_{\phi,1}} = \frac{49,3 - 48,5}{49,3} 100 = 1,62\%.$$

Точність вимірювання деформацій в місці з високим градієнтом напружень задовольняє вимоги щодо коректності методу дослідження концентрації напружень. Похибка різко знижується при віддаленні від надрізу: вже для другого тензорезистора в ланцюжку вона дуже мала.

4.6. Дослідження кінетики розвитку тріщин при крихкому руйнуванні

Опірність матеріалів (насамперед конструкційних сталей) розповсюдженню крихких тріщин – дуже важлива механічна характеристика. Застосовуються різні методи реєстрації кінетики розвитку тріщин. Метод кінозйомки потребує спеціального освітлення й оптичного обладнання, він малочутливий до невеликих природних тріщин. Метод вимірювання різниці електричних потенціалів з обох боків від тріщини практично ускладнюється необхідністю ізолювати зразок від випробувальної машини. Цей метод дуже чутливий до температури середовища. Застосування тензометрії дає змогу використати таку методику реєстрації кінетики розвитку тріщин. У коріння тріщини, коли вона вже з'явилася, чи на місці її ймовірного утворення наклеюється спеціальний тензорезистор, у якому всі кінці ниток паралельно замкнені і підключені до джерела струму та реєструвальної апаратури (рис. 1.44, а). При розвитку тріщини відбувається послідовний розрив тензониток, і стрибкоподібно зростає опір тензорезистора й падіння напруження, що фіксується тензометричною апаратурою. За шкалою часу приладу встановлюється характер розвитку тріщини в часі від її появи.

Тензометричну апаратуру для вимірювання падіння напруження в тензорезисторі показано на рис. 1.44, б. Тарування апаратури здійснюється так. Зразок для тарування виконується з такого самого матеріалу, опірність якого розповсюдженню тріщин досліджується, складається з двох пластин щільно об'єднаних шліфованими торцями. Спеціальне устаткування забезпечує заданий кут розкриття щілини між пластинами й візуальне спостереження під мікроскопом за обривом тензониток.

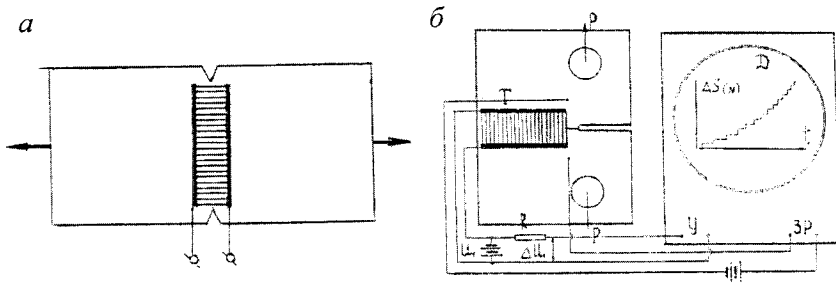


Рис. 1.44. Дослідження розвитку тріщини:
 а – розміщення тензорезистора в місці утворення тріщини;
 б – принципова схема тарування апаратури

Величина падіння напруження на тензорезисторі T подається на підсилювач постійного струму U електронного приладу, яким може бути осцилоскоп. При послідовному розриві тензониток ступінчасто зростає падіння напруження ΔU . Розгортка процесу в часі здійснюється «чекаючою розгорткою» від початкового падіння напруження U_1 при обриві першої тензонитки. Якщо цього сигналу виявляється недостатньо, то для запуску розгортки робиться додатковий електричний ланцюг з джерела струму U_2 і першою тензониткою.

Кожний вертикальний східць діаграми D відповідає моменту розриву чергової тензонитки датчика. Маючи масштаб розгортки по горизонталі, визначають час моменту розриву відповідної тензонитки. Тарувальні випробування засвідчили те, що розрив тензониток відбувається при зміщенні берегів тріщини на відстань не більш як 5 мікрон. Деформативність тензониток, приклеєних жорстко до зразків, становить 0,7...0,8 %.

Зважаючи на те, що в гирлі швидкобіжної тріщини пластичні деформації в матеріалі навряд чи досягають значної величини, представлену тут методику оцінювання кінетики розвитку крихких тріщин можна вважати досить достовірною.

4.7. Установлення функціональних залежностей інтенсивності напружень σ і коефіцієнта поперечної деформації ν від інтенсивності деформацій ϵ

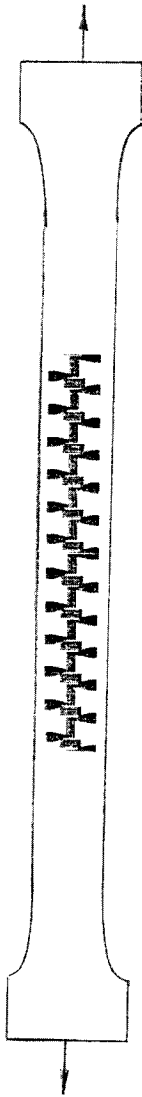


Рис. 1.45. Зразок з установленим на робочій ділянці ланцюжком тензорезисторів

Названі функціональні залежності використовуються для переходу від вимірених деформацій до напружень у пружно-пластичній стадії роботи матеріалу. Щоб отримати такі залежності, необхідно в процесі завантаження зразка вимірювати його змінюваний поперечний переріз у зоні локалізації пластичної, а також поздовжньої і поперечної деформації у цій зоні.

Розмір зразка в перерізі, в якому помічається поява «шийки», вимірюється мікрометром, або вимірювальним мікроскопом приєднаним до випробувальної машини. Поздовжню деформацію зразка вимірюють деформометром механічним з базою 10 чи 50 мм, причому деформометр переставляють у зону «шийки» після того, як зона визначилася.

Наведений метод застосовувався до впровадження в практику випробувань електротензометрування. В новому методі використовуються ланцюжки мініатюрних тензорезисторів. Це підвищує коректність вимірювань деформацій зразка.

На стандартний зразок (циліндричний чи плоский) уздовж усієї робочої ділянки наклеюються два багатоелементні ланцюжки фольгових мікротензорезисторів, як показано на рис. 1.45. У ланцюжку 1 тензонитки датчиків

направлені вздовж, а в ланцюжку 2 – уперек осі зразка. Таким чином, у процесі завантаження зразка у великій кількості перерізів вимірюються поздовжні ε_1 і поперечні ε_2 деформації. Широкий вимірювальний діапазон тензорезисторів (від 0,001 % до 10 %) повністю забезпечує реєстрацію деформацій. Використання в ланцюжках малобазних (з базою 0,8...1,0 мм) тензоелементів гарантує те, що «шийка» практично завжди опиняється в зоні вимірювання.

Цінним у цьому методі виявляються не тільки висока точність вимірювання деформацій ε_1 і ε_2 , а й одночасна можливість визначати змінювану площу поперечного перерізу зразка. Поздовжню деформацію ε_1 можна записати через початкову A_0 і поточну A_k площі поперечного перерізу зразка як $\varepsilon_1 \approx \frac{A_0}{A_k} - 1$; звідси поточна площа $A_k \approx \frac{A_0}{1 + \varepsilon_1}$.

Підключення програмного забезпечення для ПК в процесі випробування зразка дає змогу в автоматичному режимі одночасно з визначенням поздовжніх і поперечних деформацій спостерігати за появою й розвитком «шийки». ПК дає інформацію в будь-якій заданій формі і будує діаграми залежності $\sigma_i - \varepsilon_i$ та залежності коефіцієнта поперечної деформації від інтенсивності поздовжнього напруження $\sigma_i - \gamma$.

Результати випробувань можуть бути отримані при будь-яких швидкостях завантаження зразка і в умовах різних температур. Робиться це без безпосереднього доступу і торкання зразків і випробувальної установки.

4.8. Визначення залишкових напружень

Фізична суть методу визначення залишкових напружень полягає у визначенні дійсної величини залишкових деформацій у будь-якій точці елемента (зразка). Для цього потрібно вирізати з елемента тільки цю «точку». В дійсності доводиться вирізувати (звільняти) кінцевий об'єм матеріалу, розмір якого головним чином визначається габаритами тензометрів, які можна на ньому розмістити. Від розмірів кінцевого об'єму матеріалу суттєво залежить

коректність визначення залишкових деформацій. Метод вирізування відомий і застосовується давно. Відомо, що залишкові напруження в загальному випадку є так званими «масовими» напруженнями, тобто джерела цих напружень містяться в усіх точках об'єму матеріалу. Поля цих напружень зрівноважуються в усьому об'ємі елемента. Тому вирізування з нього окремих дрібно розмірних частинок для дослідження звільняє ці частинки від впливу на них решти об'єму елемента.

Мініатюрні дельта-розетки показано на рис. 1.46. Вони складаються з одноміліметрових фольгових тензорезисторів і дають змогу суттєво зменшити розміри кінцевих об'ємів, що сприяє отриманню значно точніших результатів реєстрації деформації при розвантаженні елемента (зразка) і визначенні залишкових напружень.

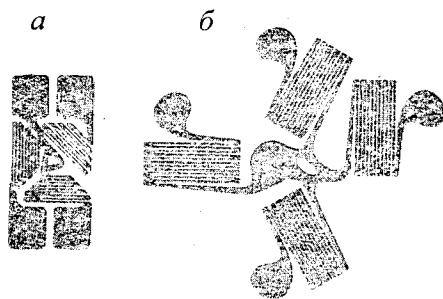


Рис.1.46. Мініатюрні розетки тензорезисторів

a – дельта-розетка; *б* – Т-дельта-розетка

Мінірозетки вписуються в коло діаметром 4...5 мм, так що для визволення від напружень поверхневого шару матеріалу висота стовпчика, який вирізують становить усього 2...2,5 мм. Завдяки цьому зростає коректність визначення залишкових напружень. Окрім цього, вирізування такого малого об'єму не впливає на робочі розміри поперечного перерізу елемента. Остання обставина дуже важлива, оскільки робить можливим застосування розглянутого методу як неруйнівного при випробуваннях і обстеженнях конструкцій. Варто відмітити те, що за допомогою Т-дельта-розетка (рис. 1.46, б) можна скласти для «точки» вимірювання залишкових деформацій чотири сполучення показників із трьох тензорезисторів, оброблення результатів яких підвищує достовірність дослідження.

ПІДГОТОВКА ТА ПРОВЕДЕННЯ ВИПРОБУВАНЬ

5.1. Розміщення приладів на конструкції

При проведенні статичних випробувань необхідно обмірковувати раціональне розміщення приладів, які встановлюються для отримання інформації щодо характеру переміщень, напруженого стану і руйнування конструкції при досягненні навантаженням граничного значення.

Дослідження переміщень конструкції. Жорсткостні властивості конструкції оцінюються за загальними лінійними переміщеннями, кутами повороту й переміщеннями окремих перерізів. Вимірювальні прилади встановлюються в тих місцях (перерізах), де передбачаються найбільші величини переміщень, що визначені попереднім розрахунком конструкції (не виключено, що після пробного навантаження до схеми розміщення приладів потрібно внести зміни). Кількість приладів і місця їх установаження залежать від конкретних завдань експерименту.

Розглянемо декілька прикладів. Для вимірювання максимальних прогинів елементів, що вільно опираються при згинанні (рис.1.47, *а*), необхідно встановити, як мінімум, три прогиноміри – один посередині прольоту і по одному на опорах. Для затисненої на опорах балки для визначення опорних моментів слід знайти кути повороту осі балки на опорах за допомогою кутовимірювачів (рис.1.47, *б*).

При випробуванні арок прогиноміри встановлюють, як мінімум, у п'яти точках: на опорах, посередині і в чвертях прольоту (рис.1.47, *в*) для вимірювання переміщень у двох напрямках – у площині арки та з її площини.

При випробуванні плит, оболонок, склепінь залежно від їхньої конструкції призначають перерізи, в яких вимірюються переміщення, після чого прилади розміщують як в умовних балках і арках (рис.1.47, *г*).

Для вимірювання переміщень колони встановлюються на двох гранях по три прогиноміри – в крайніх і середньому перерізах (рис.1.47, *г*). Часто в крайніх перерізах виміряти горизонтальні переміщення неможливо, тому допускається вимірювати переміщення під кутом, тобто проєкції горизонтальних переміщень (рис.1.47, *д*).

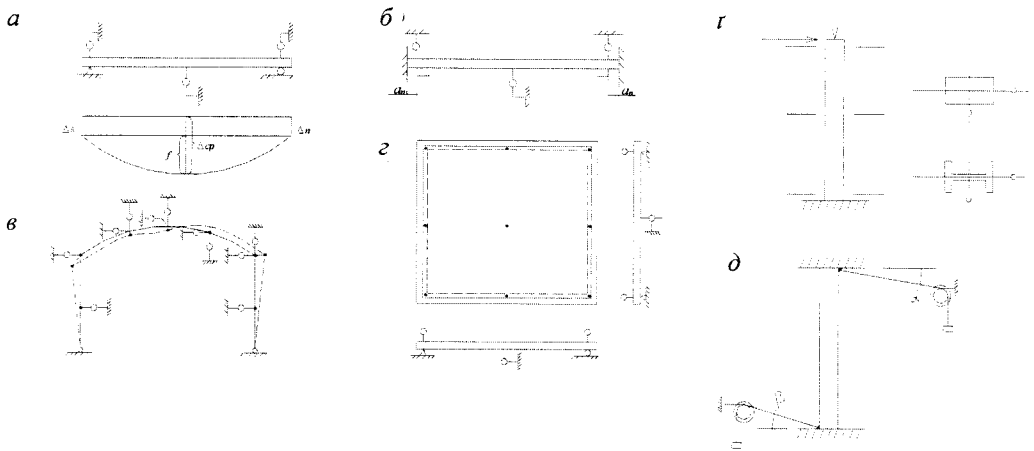


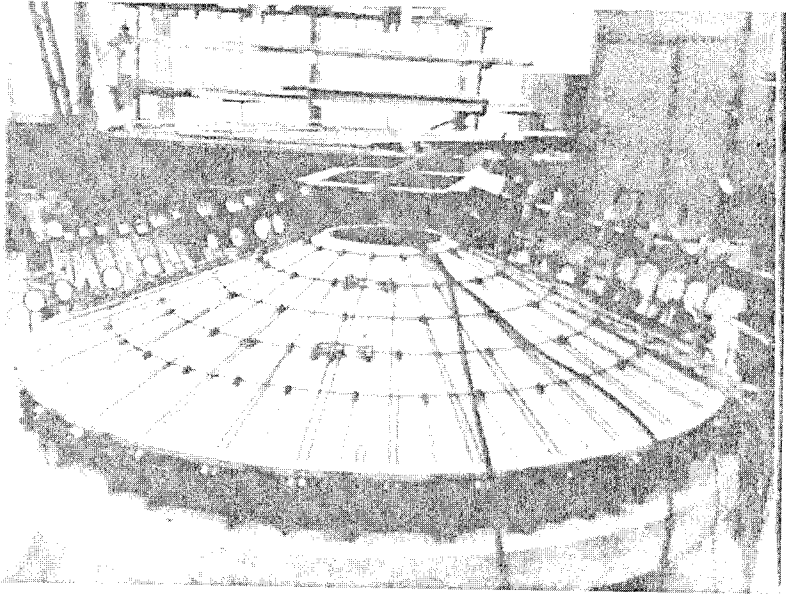
Рис. 1.47. Приклади встановлення приладів на випробувальній конструкції:
а, б – на балці; в – арці; г – плиті; г, д – колоні

Приклад. Дослідження попередньо напружених куполів

На рис.1.48 показано загальний вигляд установок для випробування дрібно розмірних куполів двох типів. Мета дослідження полягала у встановленні жорсткості куполів залежно від ступеня їхнього попереднього напруження. Останнє передбачало утворення зусиль стискання в нижньому опорному контурі, який від навантаження працює на розтяг, і рівномірне обтиснення тіла оболонки. Попереднє напруження утворювалось натягуванням меридіанних кілець і радіальних стрижнів, виконаних з арматурної сталі. Натягнення кілець і стрижнів здійснювались натяжними пристроями, розташованими по периметру нижнього опорного контуру і в кожному меридіанному кільці. Зусилля в кільцях і радіальних стрижнях контролювались електротензометруванням за допомогою тензорезисторів з базою 20 мм. Послідовність одночасного натягування визначеними зусиллями двох пар діаметральних стрижнів, розміщених під кутом 90° одна до одної, забезпечувала рівномірність обтискування тіла купола.

Навантаження здійснювалось гравітаційним способом. Вантажні платформи підвішені до купола таким чином, щоб можна було утворити різні схеми навантажень.

a



б

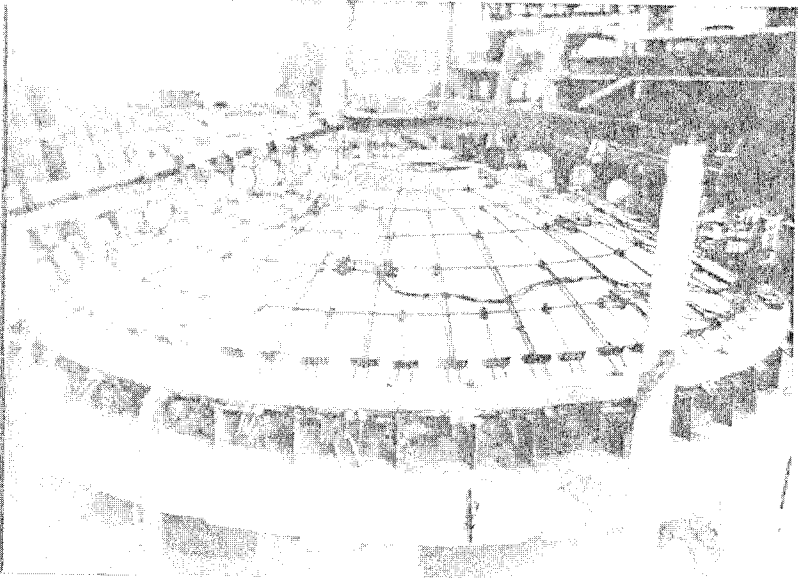


Рис.1.48. Загальний вигляд установок:
a – конічний купол; *б* – сферичний купол

Переміщення, ортогональні до поверхні купола, вимірювались індикаторами годинникового типу, закріпленими на металевій рамі. Для отримання точнішої картини деформування купола при різних схемах навантаження прилади по твірній купола встановлені близько один до одного.

Вимірювання деформацій. Тензометри чи тензорезистори встановлюються в перерізах елементів і в зонах вузлів, де діють найбільші внутрішні зусилля. Місце встановлення приладів в одному поперечному перерізі елемента залежить від напруженого стану та конфігурації перерізу.

Для вимірювання фібрових деформацій розтягнутого чи стиснутого елемента у зв'язку з немінучим виникненням в останньому поздовжнього згину постановки одного приладу навіть близько до центра ваги перерізу недостатньо.

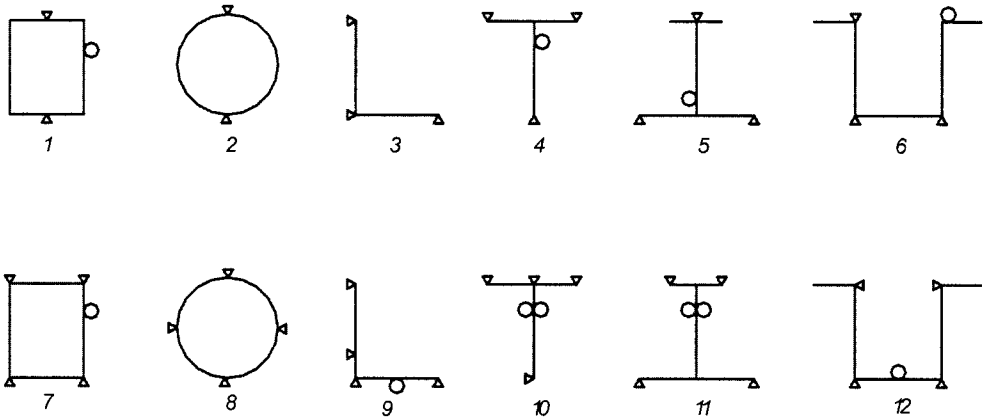


Рис. 1.49. Схеми встановлення приладів для вимірювання фібрових деформацій у поперечному перерізі елемента

Кількість приладів, що встановлюються в одному поперечному перерізі елемента, повинна бути не менша за кількість невідомих, що визначаються при випробуванні. На рис.1.49 наведено схеми встановлення мінімальної кількості приладів: для визначення поздовжнього зусилля і згинального моменту в елементі – схеми 1 і 2; для визначення N , M_x , M_y – схеми 3 – 6; для визначення N , M_x , M_y , $M_{кр}$ – схеми 7 – 12. Рекомендується встановлювати додаткові контрольні прилади, які використовуються для перевірочних визначень експериментальних результатів (на схемах вони показані кружечками).

Призначення бази приладів слід робити з урахуванням матеріалу, конструкції, елемента, вузла (див. 3.4). Для такого ізотропного матеріалу як сталь, можна обмежитися базою механічних тензометрів 20 мм, а

тензорезисторів – до 10 мм. Для дерева і бетону бази приладів повинні бути 5 – 20 см і більше (див. рис.1.32).

Щоб урахувати вплив на величини отриманих деформацій температури (для сталі) та вологості (для дерева) навколишнього середовища, в процесі випробування конструкції слід отримати дані за аналогічними приладами, які встановлені на контрольних зразках, виготовлених із тих самих матеріалів, але які не навантажувалися.

5.2. Проведення випробувань

Пробне випробування. Випробування конструкції починається з пробного завантаження. На цьому етапі перевіряють виконані підготовчі роботи. Перевіряється уся випробувальна установка: проектне положення об'єкта дослідження; правильність установа і роботи завантажувального устаткування; зручність навантажування штучними вантажами; швидкість завантаження і розвантаження кожного ступеня навантаження; надійність розкріплення конструкції від втрати стійкості і на опорах. Перевіряється робота вимірювальних приладів: ті, що не працюють, замінюються, усуваються вади в їхній роботі, відпрацьовується техніка зняття показників з приладів. Узгоджуються дії учасників в експерименті.

В результаті пробного завантаження відбувається обминання конструкції на опорах і вузлах, завдяки чому усувається значна частина залишкових деформацій. Величини початкових залишкових деформацій, що виникли при пробному випробуванні, є важливою характеристикою якості виготовлення конструкції, тому переміщення і деформації при пробному завантаженні слід вимірювати і враховувати при обробленні результатів випробування конструкції. Величина пробного навантаження зазвичай призначається в межах розрахункової інтенсивності. Одноразового завантаження достатньо для перевірки роботи пристроїв, установки та вимірювальних приладів. Для надійного усунення залишкових деформацій пробне завантажування можна

повторити декілька разів (це особливо стосується дерев'яних конструкцій). Так, багаторазовим завантаженням можна перевірити взагалі правильність обраної методики випробовування конструкції і в разі необхідності внести в методику ті чи інші корективи. Це краще зробити саме на етапі пробного випробовування, ніж у процесі його основного етапу, особливо в тому випадку, якщо випробовування завершується руйнуванням конструкції.

Отримані дані пробного випробовування конструкції можуть мати різні дуже важливі результати, які необхідно врахувати перед головним випробовуванням конструкції.

Після розвантаження конструкції витримують протягом певного часу, необхідного для відновлення деформацій (окрім залишкових) і тільки потім приступають до основного етапу випробовування. Металеві конструкції витримують 15 – 30 хв., залізобетонні – до 12 год., дерев'яні – 24 год.

Випробування конструкцій. Загальні відомості. Статичні випробування конструкції проводяться після того, як враховані всі дані попереднього етапу завантаження, що можуть вплинути на результат експерименту: внесені зміни у випробувальну установку; виконано перерахунок конструкції за граничними станами; уточнено теоретичні значення параметрів, що вимірюються при випробуванні; уточнено розміщення приладів і правильність їхньої роботи тощо.

Випробування бажано здійснити в короткі терміни. Однак надто швидке навантаження чи розвантаження неприпустиме, тому що в цьому випадку неминучі різкі переміщення конструкції з наступним її коливанням (це вже не статичні випробування). Прийнятні способи завантаження і розвантаження повинні виключити поштовхи та удари по конструкції, навантаження повинно здійснюватися плавно.

Завантаження конструкції проводиться ступенями, величина яких устанавлюється в межах 0,05 – 0,2 від граничного навантаження. Процес завантаження і розвантаження кожного ступеня випробувального навантаження повинен бути однаковим.

Показники за приладами фіксуються на кожному ступені завантаження (розвантаження) одразу після завершення ступеня навантаження та після завершення терміну дії (тривалість згідно відповідних норм). Витримування ступеня завантаження припиняється, коли наступні показники за всіма приладами виявляються рівними попереднім, або в межах розбіжностей, які допускаються відповідними нормами. Корисно проводити порівняння показників приладів на перших ступенях завантаження з показниками пробного навантаження; це дасть можливість з'ясувати наявність (чи відсутність) якихось інших причин некоректної роботи установки, приладів і виправити ці недоліки.

Показники приладів фіксуються в журналі випробування. Форма відомостей результатів вимірювання різних параметрів повинна мати графі з теоретичними значеннями вимірюваного параметра, а також графі, в яких записуються результати попереднього оброблення. Порівняння експериментальних і теоретичних результатів є контролем за ходом випробування. Якщо в процесі випробування виявилися значні розходження експериментальних і теоретичних результатів, то необхідно з'ясувати причини цього. Причини, спричинені некоректним проведенням випробування, повинні бути негайно усунуті. Якщо причина полягає в особливостях роботи випробуваної конструкції, які не були відомі, то слід припинити експеримент, ретельно проаналізувати отримані результати і внести необхідні корективи в програму випробування. Це дуже відповідальний момент експерименту, і часто саме в ньому вирішується і досягається мета дослідження.

У процесі випробування конструкції необхідно здійснювати постійний ретельний її огляд на кожному ступені завантаження і ретельно фіксувати всі виявлені зміни. При випробуванні конструкції до її руйнування слід встановити граничне навантаження, яке необхідне для визначення надійності конструкції (за співвідношенням $P_{гр}/P_p$, де $P_{гр}$ – граничне навантаження, P_p – розрахункова несуча здатність).

Слід передбачати заходи для забезпечення збереження приладів. При випробуваннях конструкції до руйнування прилади знімають при навантаженні

0,8 від граничного. Керівник експерименту несе відповідальність за організацію робіт та техніку безпеки. Усі учасники експерименту повинні пройти інструктаж з техніки безпеки на робочих місцях.

Залежно від завдання експерименту дослідження конструкції в пружній стадії роботи матеріалу можуть бути багаторазово повторені. Випробування конструкції в пружно-пластичній стадії роботи матеріалу ведеться одноразово. Ближче до моменту руйнування величину ступенів завантаження слід зменшити. Внаслідок розвитку пластичних деформацій і невизначеності модуля пружності матеріалу вимірювання фібрових деформацій за допомогою тензометрування втрачає сенс. Тому до моменту руйнування конструкції залишаються тільки ті прилади, які дадуть корисну інформацію, наприклад, прогиноміри, встановлені на відстані від конструкції.

Необхідною умовою експерименту є фіксування початку та характеру руйнування конструкції й кінематики його розвитку. Обов'язково слід детально зафіксувати остаточну картину руйнування як за допомогою приладів (це кількісна характеристика), так і візуально (це схема руйнування). Початком руйнування конструкції є перевищення стану граничної рівноваги. В момент перетворення жорсткої конструкції на систему, що змінюється, міцність конструкції виявляється вичерпаною. Схема руйнування кладеться в основу розрахунку, тобто для розроблення методики розрахунку за граничним станом. Для цього робота внутрішніх зусиль на зафіксованих переміщеннях прирівнюється до роботи зовнішнього навантаження на переміщеннях – це кінематичний аналіз несучої здатності конструкції.

Ознаками критичного навантаження є залишкові прогини після зняття навантаження, які для залізобетонних конструкцій перевершують 0,35, дерев'яних – 0,2, металевих – 0,05 від пружної складової прогину.

Випробування залізобетонних, металевих, дерев'яних та інших конструкцій має свої особливості, які залежать від типу конструкції. Тому, окрім знання загальних правил і вимог до випробування, корисно ознайомлюватися з досвідом випробувань, для чого в підручнику подано різні приклади.

Випробування залізобетонних конструкцій. Випробування слід проводити при позитивній температурі повітря. Якщо конструкція зберігалась на морозі, її перед випробуванням необхідно витримати в теплому приміщенні, доки вона не набуде позитивної температури. Після підготовки установки до проведення випробування виконується випробування стандартних зразків, які виготовлені одночасно з виготовленням конструкції з тієї самої бетонної суміші.

При бетонуванні великогабаритної конструкції відбір суміші для зразків необхідно проводити з бетону, що укладається в середню частину прольоту та опорні ділянки конструкції.

Оскільки тріщиностійкість залізобетонних конструкцій оцінюється візуально, цьому процесу необхідно приділити особливу увагу. Для цього безпосередньо перед початком навантаження конструкцію ретельно оглядають. Перевіряють стан тріщин, що вже є, позначають сумнівні місця – передбачувані тріщини, оновлюють покриття побілки, щоб було чіткіше видно характер тріщин. Під час випробування між ступенями навантаження також оглядають поверхню конструкції і тріщини позначають олівцем. Щоб не заважати спостереженню за розвитком тріщин, олівцеву лінію слід наносити поруч з тріщиною, на самій тріщині її кінець відмічається поперечною засічкою. Кожну тріщину нумерують, в журнал випробувань записують ступінь навантаження й характер розвитку тріщин на кожному ступені.

При випробуванні конструкцій, у яких тріщини не допускаються, після прикладання 90% контрольного навантаження, величини наступних ступенів навантаження зменшуються до 5% від контрольного навантаження.

Якщо конструкція випробовується до руйнування, то після досягнення величини нормативного навантаження вона витримується 30 хв., після чого випробування продовжуються.

Необхідно зосередити увагу на розвиток тріщин, що надмірно розширилися. Це дуже важливо, тому що кінетика їхнього розвитку визначає характер руйнування конструкції. Потрібно весь процес розвитку тріщин

потрібно фіксувати за допомогою фото- чи відеофіксацією з відміткою часу.

Арматуру краще випробовувати до виготовлення арматурних каркасів. Якщо це робиться після випробувань конструкції, то з непошкоджених ділянок арматура звільняється від бетону і з неї готують зразки відповідно до держстандарту на випробування арматурних стрижнів.

Випробування металевих конструкцій. При підготовці конструкцій до випробування необхідно їх ретельно оглянути. Встановити місця наявності викривлень, інших дефектів, які з'явилися під час експлуатації чи при виготовленні експериментального зразка. Слід інструментально обміряти всі дефекти, зафіксувати їх місця розташування. Якщо можливо, теоретично оцінити вплив дефектів, з тим щоб у процесі випробування їх вплив не спотворив результати мети експерименту. Зрозуміло, що в експериментальних конструкціях не можна допускати серйозних дефектів. При випробуваннях конструкцій, що експлуатуються, метою дослідження може бути встановлення міри їх впливу на несучу здатність чи деформованість інших конструкції. Такі, можливо, небезпечні місця додатково оснащуються вимірювальними приладами, і під час випробування їм приділяється особлива увага. Наприклад, у місцях концентрації напружень слід установити малогабаритні тензорезистори так, щоб визначити характер і пік концентрації деформацій. Для оцінювання можливої депланації перерізів стрижнів наскрізної конструкції треба відповідним чином установити вимірювачі переміщень. При можливості доступу до елемента чи конструкції тільки з одного боку для визначення поздовжніх зусиль, і особливо згинальних моментів, недостатньо тільки тензометрування; треба застосувати спеціальні прилади, наприклад, механічні чи пневматичні флексметри. Можуть з'явитися будь-які несподівані питання, які треба вирішувати при випробуванні в оперативному порядку.

Загальне зауваження. Металеві конструкції слід випробовувати при постійній температурі навколишнього середовища. В лабораторних умовах це забезпечується легше, ніж в умовах виробничих. На відкритому повітрі запобігти появі температурних деформацій неможливо, тому таких випробувань краще уникати, якщо це не є завданням дослідження.

Випробування дерев'яних конструкцій. Особлива увага повинна приділятися загальній жорсткості конструкцій будь-якого виду. Це зумовлено, з одного боку, надзвичайно низьким модулем пружності деревини, а з іншого – піддатливістю вузлових з'єднань. Тому виникають деякі особливості випробування дерев'яних конструкцій. При випробуванні нової конструктивної форми чи традиційної з новими конструкціями вузлів, щоб визначити її статику, необхідно отримати деформовану схему при експлуатаційному й граничному розрахункових навантаженнях та в момент початку руйнування. Це потребує відповідного розміщення вимірювальних приладів. Наприклад, при випробуванні ферми вимірювачі переміщень установлюють і на нижньому і на верхньому поясах для визначення переміщень вузлів у площині ферми, а між вузлами – як у площині, так і з площини ферми. У вузлах необхідно вимірювати обминання деревини в поперек волокон, особливо в опорних вузлах, якщо такий характер її роботи забезпечує міцність вузла.

Неоднорідність і дефекти структури деревини часто не дають змоги взагалі розмістити вимірювачі деформації в деяких місцях. Тому доводиться застосовувати великогабаритні тензорезистори або механічні тензометри з подовжувачами бази, встановлюючи їх біля тих місць, що намічені програмою досліджень. На показники деформації приладів з подовжувачами бази впливають вигини елементів. Для коригування вимірювань слід установити парні прилади – один проти іншого на протилежних гранях елемента. Оскільки багато таких перетворювачів установити немає можливості, то необхідно дуже уважно перевірити сумісну роботу парних приладів, можливо, навіть на еталонному зразку.

Випробування дерев'яних конструкцій можуть проводитися декілька днів або з інтервалом між випробуваннями. Обов'язкова вимога для випробувань – забезпечити однаковий температурно-вологісний режим навколишнього середовища. При цьому відносну вологість деревини конструкції кожного разу потрібно визначити і занести одночасно з температурою і вологістю повітря в журнал випробувань.

*Приклад 1.2. Планування та проведення експерименту**

Приклад не охоплює всіх складових планування і проведення випробування, а тільки деякі питання, що стосуються створення навантаження й оцінювання результатів дослідження конструкції.

В 2.4 після прикладів зроблено застереження щодо використання еквівалентних схем навантажень при випробуванні. У цьому прикладі розглядається створення еквівалентного навантаження з інших, ніж в 2.4 міркувань, а саме – з метою заміни більшої кількості менш важких вантажів. Замінюються чавунні гирі масою 20 кг на бетонні блоки масою до 200 кг. Укладання останніх на конструкцію можна здійснювати за допомогою механізмів, завдяки чому значно скорочується термін завантажування і розвантажування та фізичні затрати на цю роботу.

Завдання планування полягає в такому:

1. Визначення кількості дискретних вантажів (бетонних блоків) на кожному ступені завантаження і послідовності їх установа для забезпечення навантаження еквівалентного проектному.

2. Визначення кількості ступенів завантаження для досягнення відповідних контрольних значень навантаження за умови тріщиностійкості, жорсткості й міцності дослідної конструкції.

Об'єкт дослідження. Випробується залізобетонна плита перекриття марки ПК 8-63,12 розміром 6,3 × 1,2 м, масою 2,2 т. Корисне розрахункове навантаження $q_p = 8$ КПа. За проектом плита працює на згин по однопрольотній схемі, проліт 620 см, опирається вільно.

Мета дослідження. Оцінити якість залізобетонної плити за фактичними показниками, встановленими за результатами випробування.

Планування експерименту. Планування виконується відповідно до ДСТУ Б В.2.6-7-95. Випробування здійснюється на восьму добу після виготовлення плити перекриття. Для цього терміну встановлені такі показники якості конструкції:

- контрольний прогин плити $f_{\text{конт}} = 2,08$ см;
- ширина розкриття тріщин $a_{\text{конт}} = 0,25$ мм;
- контрольні навантаження:
 - для оцінки жорсткості $q_{\text{ж}} = 6,22$ кПа;
 - для оцінки тріщиностійкості $q_{\text{тр}} = 7,26$ кПа;
 - для оцінки міцності
 - при $c = 1,4$ $q_{\text{к.1}} = 13,39$ кПа;
 - при $c = 1,6$ $q_{\text{к.2}} = 15,72$ кПа.

* Автори прикладу – проф. Барашиков А.Я., доц. Калишенко М.М.

Величина і кількість ступенів навантаження. Величина ступеня навантаження не повинна перевищувати 10% $q_{к.2}$ і 20% $q_{ж}$. Тобто $q_1 \leq 15,72 : 10 = 1,57$ кПа або $q_1 \leq 6,22 : 5 = 1,24$ кПа. Приймаємо інтенсивність кожного ступеня навантаження $q_1 = 1,11$ кПа.

Кількість ступенів навантаження для здійснення контрольних навантажень:

– для оцінювання жорсткості

$$6,22 : 1,11 = 5 \text{ повних ступенів} + 1/2 \text{ ступеня};$$

– для оцінювання тріщиностійкості

$$7,26 : 1,11 = 6 \text{ повних ступенів} + 1/2 \text{ ступеня};$$

– для оцінювання міцності

при $c = 1,4$

$$13,39 : 1,11 = 12 \text{ повних ступенів};$$

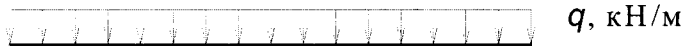
при $c = 1,6$

$$15,72 : 1,11 = 14 \text{ повних ступенів}.$$

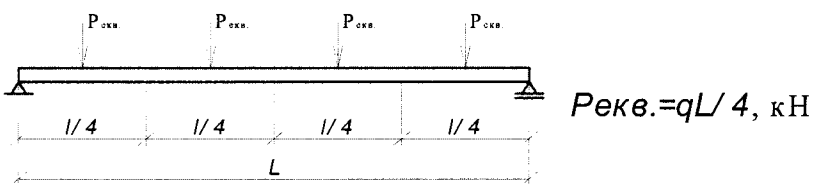
Розроблення схеми еквівалентного завантаження. Згідно з рекомендаціями ДСТУ, рівномірно розподільне навантаження можна замінити еквівалентним навантаженням, створеним однаковими за величиною зосередженими силами, які розміщуються в прольоті, як показано на схемі 1.1, б.

Щоб здійснити при випробуванні вказані контрольні навантаження за схемою 1.1, б, в кожній точці прикладання сил P необхідно встановити один на одного багато бетонних блоків. Це незручно для практичного виконання і небезпечно. Запобігти цьому можна, розміщуючи блоки на кожному ступені навантаження **симетрично** відносно умовних сил P і таким чином заповнюючи ділянки плити – $L/8$ і $L/4$.

а)



б)



в)

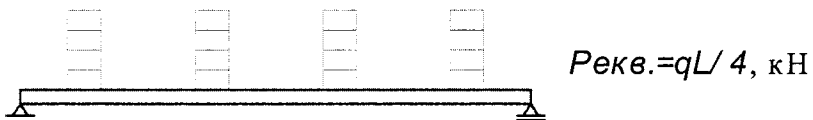


Схема 1.1

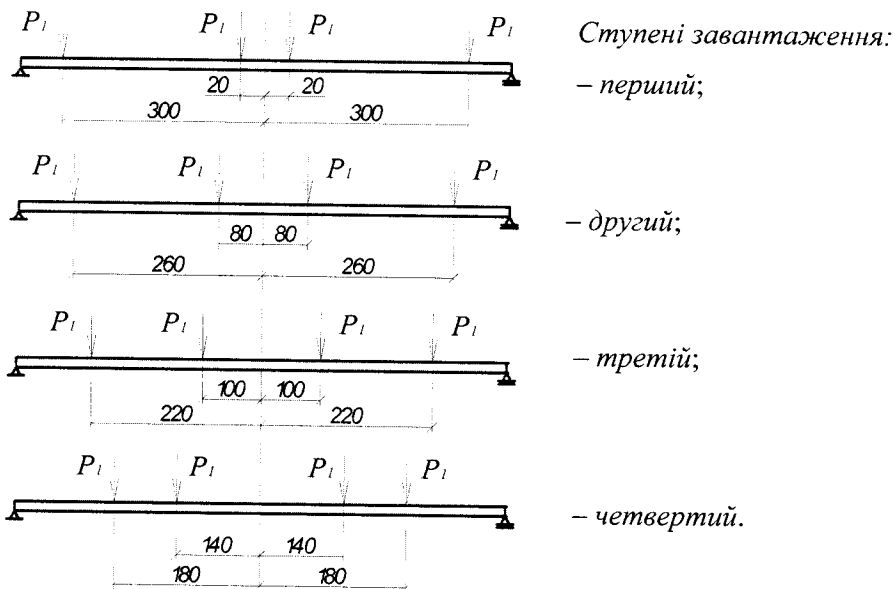


Схема 1.2

Для цього ширина окремого блока повинна бути кратною довжині L , наприклад, дорівнювати $L/16$, з тим щоб на ділянках $L/8$ укладалося по два, а на ділянках $L/4$ – по чотири блоки. Тоді замість чотирирусного завантажування за схемою 1.1, в, завантажування відбувається поступово за схемою 1.2 в один ярус.

Кожне з навантажень за схемою 1.2 є еквівалентним рівномірно розподіленому завантаженню $q_1 = 1,11$ кПа. Таким чином, чотири ступені завантажування здійснюються в одному ярусі.

Проведення випробування. За розрахунками, виконаними за схемою 1.2, знайдено, що сила P_1 , тобто маса окремого бетонного блока дорівнює 200 кг. Ширина блока не повинна перевершувати 38 см з тим, щоб між ними залишався проміжок 4 см. Довжина блока може дорівнювати ширині плити 120 см.

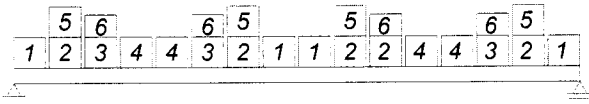
Загальна маса навантаження становить:

$$1572 \times 6 \times 1,2 = 11\,000 \text{ кг.}$$

Виготовлено для проведення випробування 44 блоки масою по 200 кг і 16 блоків масою по 100 кг замість 550 чавунних вантажів масою по 20 кг.

Дослідження жорсткості плити. Здійснили п'ять повних завантажень блоками по 200 кг і шосте інтенсивністю в $\frac{1}{2}$ ступеня блоками по 100 кг.

Вимірюванням прогину знайшли:



$$f_{\text{факт}} = 2,23 \text{ см.}$$

Дослідження тріщиностійкості плити. Додали одне повне завантаження блоками по 200 кг.



Перші тріщини з'явились при

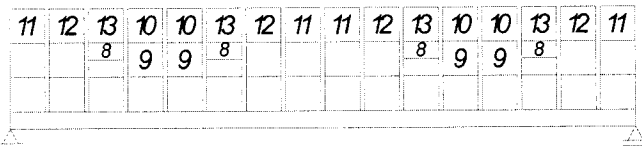
$$q_{\text{тріщ}} = 7,22 \text{ кПа.}$$

Максимальне розкриття тріщини

$$a_{\text{факт}} = 0,22.$$

Дослідження міцності плити:

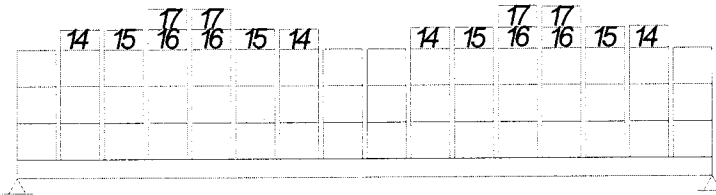
1. Додали восьмий ступінь блоками по 100 кг і п'ять ступенів 9, 10, 11, 12, 13 блоками по 200 кг.



Навантаження відповідає
контрольному
при $c = 1,4$.

Ознак вичерпання плитою міцності не з'явилось.

2. Додаємо наступні ступені блоками по 100 кг.



На 17-му ступені при

$$P_{\text{факт}} \approx 28 \text{ кН}$$

або $q_{\text{факт}} \approx 15,56 \text{ кПа}$

почалося роздроблення
бетону стиснутої зони.

Оцінка якості плити. Оцінка жорсткості:

1. Згідно з п.9.2 ДСТУ, жорсткість конструкції відповідає критерію жорсткості, якщо її фактичний прогин під контрольним навантаженням не перевищує контрольного значення прогину. В нашому випадку

$$f_{\text{факт}} = 2,23 \text{ см} > f_{\text{конт}} = 2,08 \text{ см.}$$

Робимо порівняння за другою умовою – фактичний прогин не повинен перевищувати контрольний більш ніж на 10%.

Отже,

$$\frac{f_{\text{факт}} - f_{\text{конт}}}{f_{\text{конт}}} \cdot 100 = \frac{2,23 - 2,08}{2,08} \cdot 100 = 7,2\% < 10\%,$$

тобто плита відповідає критерію жорсткості.

2. Згідно з ДСТУ Б.В. 1.2 – 3:2006 «Прогини і переміщення», таблиця 1, п.2, a , граничний прогин плити $f_u = 600/200 = 3 \text{ см} > f_{\text{факт}}$, тобто жорсткість плити відповідає вимогам норм проектування несучих конструкцій при розрахунку за другою групою граничних станів.

Оцінювання тріщиностійкості. Відповідно до п.9.3 ДСТУ Б В. 2.6-7-95, тріщиностійкість слід оцінювати, зіставивши утворення перших тріщин при фактичному навантаженні з утворенням їх при контрольному навантаженні, а виміряні значення ширини розкриття тріщин – з контрольними величинами їх розкриття. Маємо

$$q_{\text{тріщ}} = 7,22 \text{ кПа} < q_{\text{тр}} = 7,26 \text{ кПа}.$$

Критерій тріщиностійкості виконується за умови, якщо максимальна ширина розкриття тріщин не перевищує контрольну, помножену на коефіцієнт 1,05 – при випробуванні одного виробу (для вимог 2-ої та 3-ої категорій тріщиностійкості). Для нашого прикладу

$$a_{\text{конт}}^{\text{факт}} = 0,22 \text{ мм} < a_{\text{конт}}^{\text{факт}} \cdot 1,05 = 0,25 \cdot 1,05 = 0,263 \text{ мм},$$

тобто плита відповідає критерію тріщиностійкості.

Оцінювання міцності. Міцність конструкції оцінюють за значенням навантаження, що спричинює один із станів, за яким її міцність вважається вичерпаною. Відповідно до п.9 ДСТУ, ознаками руйнування залізобетонної конструкції є текучість або розрив робочої арматури та роздріблення бетону стиснутої зони.

Конструкція відповідає критерію міцності, якщо при випробуванні руйнівне навантаження не менше від контрольного. Враховуючи, що ступеневе завантаження не завжди дає змогу вийти на відповідний рівень контрольного, оцінку за міцністю виконують за такою методикою. Спершу обчислюють фактичне значення коефіцієнта $c_{\text{факт}}$:

$$c_{\text{факт}} = \frac{P_{\text{факт}} + P_{\text{факт}}^{\text{вс}}}{P_{\text{роз}}},$$

де $P_{\text{факт}}$ – фактичне руйнівне навантаження; для цього прикладу $\Sigma P_{\text{факт}} = 110 \text{ кН}$;

$P_{\text{факт}}^{\text{вс}}$ – навантаження від фактичної власної маси;

$P_{\text{роз}}$ – розрахункове навантаження (з урахуванням власної ваги).

Отже, $P_{роз} = q_p A + P_{факт}^{вс} = 8 \cdot 7,2 + 22 = 79,6 \text{ кН}$.

Маємо $c_{факт} = \frac{110 + 22}{79,6} = 1,67$.

Залежно від ознак руйнування за [дод.Б, табл.Б.2 ДСТУ] приймаємо значення c , яке для цього прикладу дорівнює 1,6. Далі знаходимо:

$$\frac{c_{факт}}{c} = \frac{1,67}{1,6} \cdot 1,04 > 1, ,$$

тобто плита відповідає критерію міцності.

Отже, на підставі проведеного випробування, конструкція задовольняє вимогам трьох основних параметрів – жорсткості, тріщиностійкості та міцності.

*Приклад 1.3. Дослідження плити просторового покриття**

На відміну від навчального прикладу 1.2, тут дається натурне випробування конструкції. Досліджується плита, яка є конструктивною частиною покриття у вигляді циліндричної оболонки (рис.1.50) з діафрагмами жорсткості через 18 м за довжиною покриття.

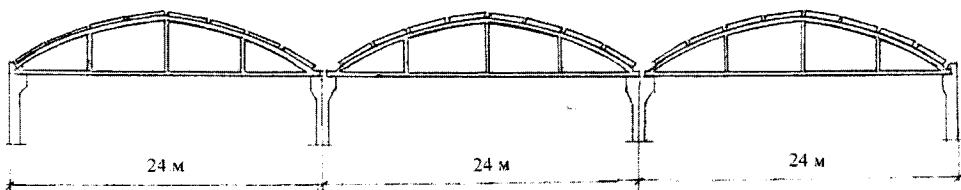


Рис.1.50. Циліндричні оболонки покриття

Завдяки жорсткому з'єднанню плит між собою та приєднанню їх до верхніх поясів арок утворюється покриття, яке, з точки зору статички споруд можна розглядати як циліндричну оболонку з включенням залізобетонних плит покриття в сумісну роботу з арками.

Змістом прикладу є випробування плит покриття до монтажної стадії, тобто до утворення жорстких вузлів, з метою встановлення їхньої міцності, жорсткості, тріщиностійкості і відповідності вимогам нормативного документа з проектування залізобетонних конструкцій. Об'єкт дослідження показано на рис. 1.51.

* За матеріалами дослідження, виконаного ДП НДІБК.

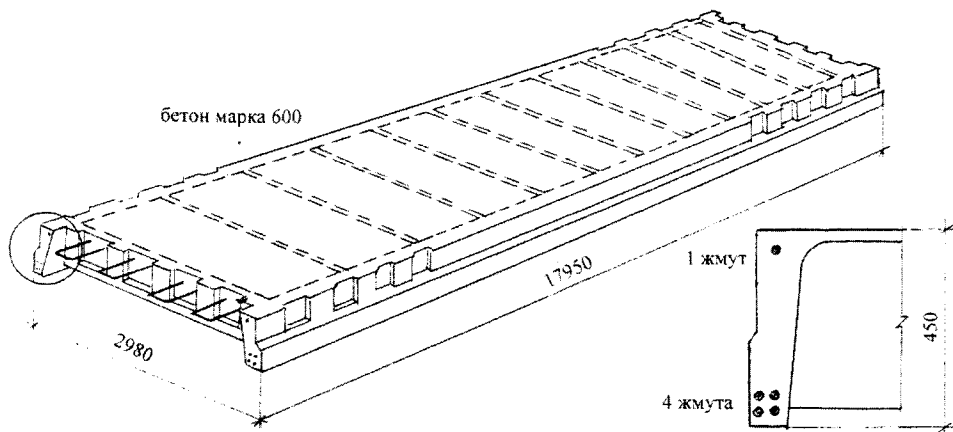


Рис. 1.51. Плита з попередньо напруженою арматурою

Марка бетону – 600, об'єм бетону – 3,3 м³, маса плити – 7500 кг. Витрата арматури: джгутової – 159 кг, усього – 360 кг. Вигин плити від попереднього напруження арматури становить $f_0 = 3.95$ см.

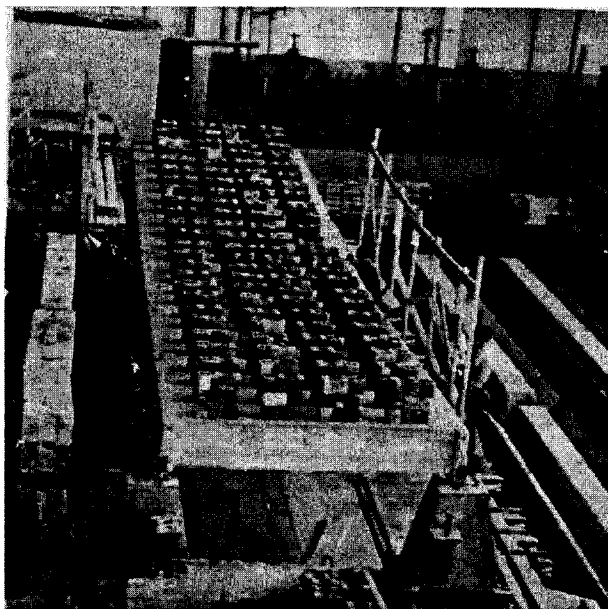


Рис.1.52. Загальний вигляд випробування

Загальний вигляд випробування плити довжиною 18 м показано на рис. 1.52.

Результати випробування, експериментальні дані, потрібні для оцінювання конструктивних властивостей плити, видно на графіку (рис. 1.53).

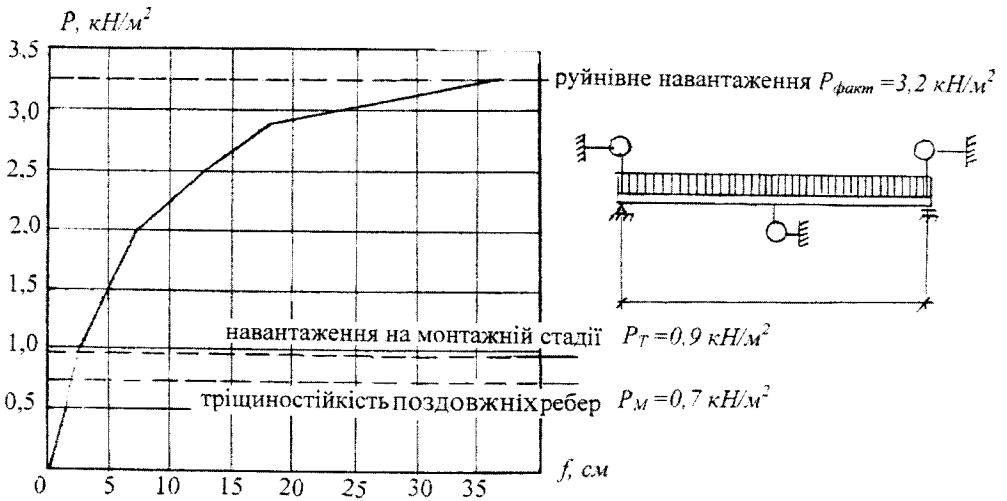


Рис.1.53. Графік залежності $P - f$

Оцінка показників конструктивних властивостей плити виконана за методикою викладеною в прикладі 1.2.

Оцінювання міцності плити. Значення коефіцієнта C_ϕ з урахуванням навантаження від власної ваги плити покриття $P_{в.в.} = 7500/3 \times 18 = 140$ кг/м² = 1,4 кН/м² при розрахунковому навантаженні на стадії монтажу $P_p = 2,4$ кН/м².

$$C_\phi = \frac{P_p + P_{в.в.}}{P_p + P_{в.в.}} = \frac{3,2 + 1,4}{2,4 + 1,4} = 1,21.$$

З урахуванням того, що межа тріщиностійкості плити виявилася досить низькою, приймаємо $C = 1,2$ співвідношення $C_\phi / C = 1,21/1,2 > 1$; це свідчить про те, що на стадії монтажу плита відповідає критерію міцності.

Оцінювання жорсткості плити. Враховуючи те, що прогин плити від нормативного навантаження становив $f_u = 2,17$ см, тобто був менший ніж вигин плити від попереднього напруження арматури $f_0 = 2,17$ см, то жорсткість плити на стадії монтажу забезпечена.

Оцінювання тріщиностійкості плити. Співвідношення навантаження, при якому почали утворюватися тріщини в поздовжніх ребрах плити $P_T/P_M = 0,9/0,7 = 1,29$, свідчить про те, що плита відповідає критерію тріщиностійкості.

Приклад 1.4. Дослідження тріщиностійкості залізобетонної плити

Приклад дано на додаток до підpunkту «Випробування залізобетонних конструкцій» §5.2. Загальний вигляд випробування плити на тривале статичне навантаження наведено на рис. 1.54; тріщини в плиті показано на рис. 1.55.

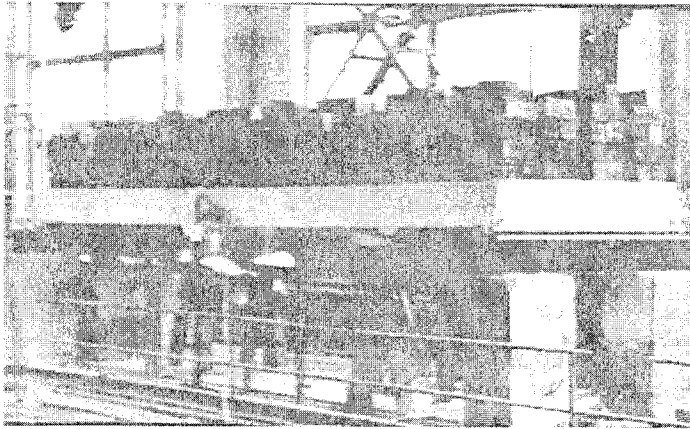


Рис. 1.54. Дослідження залізобетонної плити тривалим навантаженням

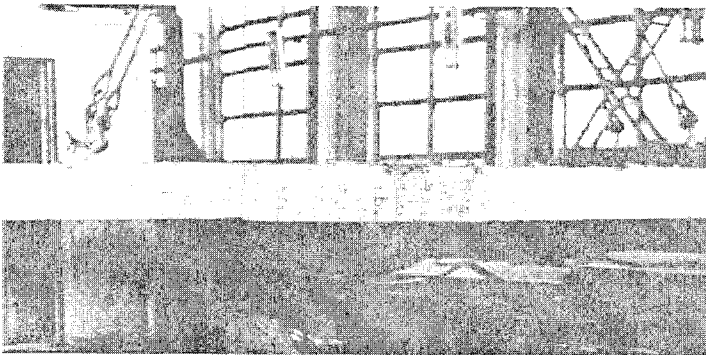


Рис. 1.55. Тріщини в залізобетонній плиті

Фрагмент розкриття тріщин і спостереження за кінетики їхнього розвитку в часі показано на рис. 1.56.

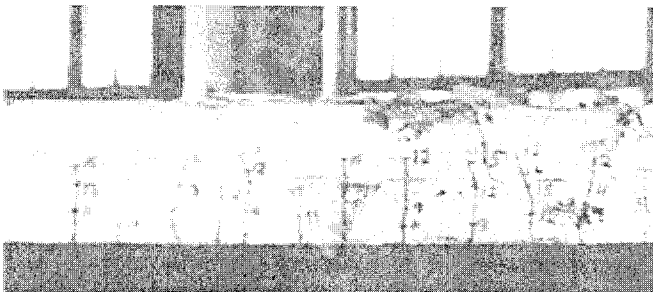


Рис. 1.56. Розвиток тріщин у часі

5.3. Автоматизування статичних випробувань

Після ознайомлення з попереднім матеріалом стало зрозумілим, що випробування будівельних конструкцій – складний і трудомісткий процес, часто потребує для його виконання тривалого часу і значних фізичних затрат (у прямому розумінні). Об'єктивність отриманих експериментальних характеристик об'єкта випробування значною мірою залежить від швидкості і одночасності зняття показників з усіх установлених на конструкції приладів: тих, що контролюють навантаження; вимірювачів лінійних переміщень і місцевих деформацій. Бажано контролювати весь процес випробування і оперативно вносити необхідні корективи. Синхронність виконання всіх цих робіт забезпечує повна автоматизація випробування. Вона дає змогу, окрім означених робіт, які забезпечують випробування, включити в загальну систему автоматизації оброблення, аналіз і представлення результатів дослідження. Завдяки цьому можна вирішити протиріччя між кількістю інформації, що отримується в сучасних експериментах, засобами її реєстрації, збору і оброблення.

Під системою автоматизування експерименту розуміють систему, яка складається з управління експериментом, випробувальною установкою і устаткуванням, об'єктом дослідження, вимірювальними приладами, збиранням всієї інформації, її оброблення, контролем за експериментом, відображенням результатів у зручному вигляді.

У цій системі експериментатор виконує такі функції: вводить вихідну інформацію для проведення експерименту; оперативно реагує на контрольну інформацію за ходом експерименту; контролює достовірність результатів і при необхідності вносить корективи в хід дослідження. Таким чином, експериментатор звільняється від рутинної роботи, але його функції потребують значної уваги.

Принципову блок-схему системи автоматизування експерименту подано на рис. 1.57.

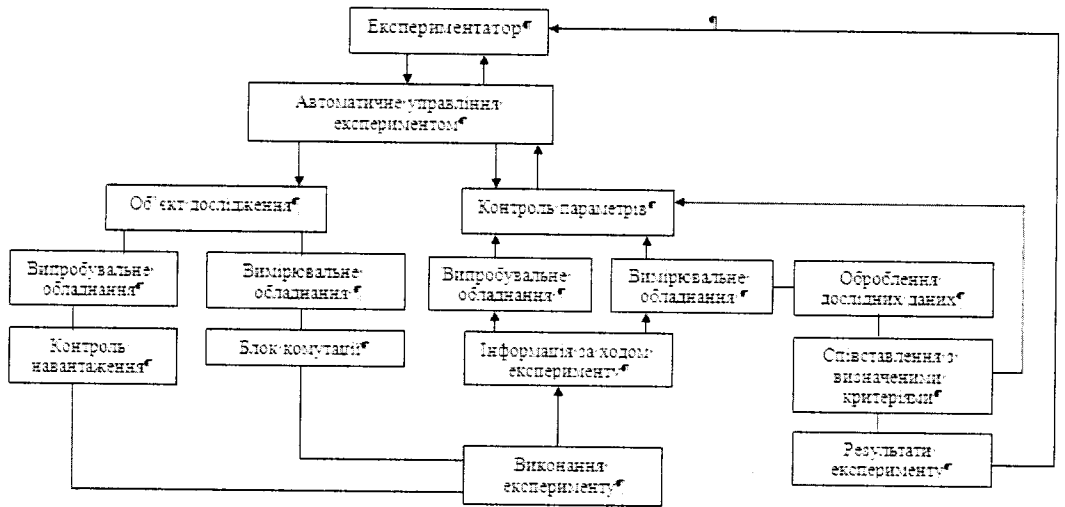


Рис.1.57. Принципова блок-схема автоматизування експерименту

Регулювання і контроль навантаження. Можна використати динамометри, що розглянуті в 3.2, з деякими удосконаленнями чи спеціальні динамометри. Удосконалення динамометрів полягає у включенні до них (між ними і конструкцією) перетворювачів. Останні являють собою механічні пристрої, в яких деформації власних пружних елементів, наприклад стрижня (рис. 1.58, а) чи кільця (рис. 1.58, б), за допомогою тензорезисторів перетворюються на електричні сигнали.

Тут, як бачимо, використовується відоме вже нам тензометрування. Після відповідного градування вимірювачі навантажень чи зусиль можуть підключатися до електронного устаткування (до СІИТ-3).

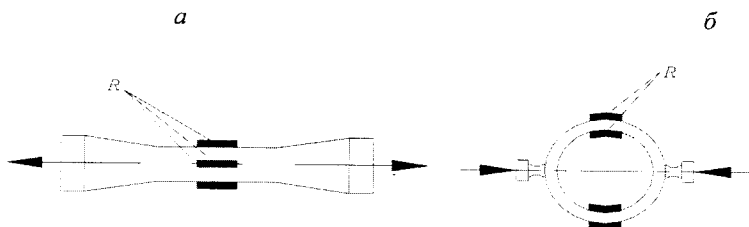


Рис.1.58. Пружні елементи динамометрів:
а – розтягування; б – стискування; R – тензорезистори

На рис.1.59 наведено конструктивні схеми пружних електродинамометрів. У динамометрі на схемі рис.1.59, *а* пружний елемент складається з двох порожніх, концентрично скріплених циліндрів, а в динамометрі на схемі рис.1.59, *б* – з кільця.

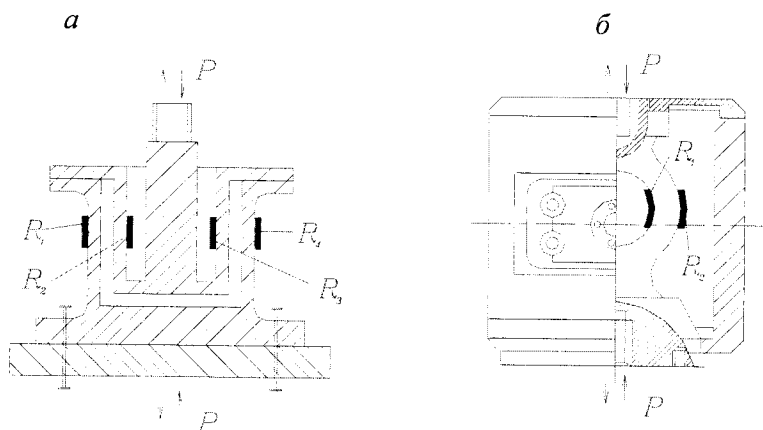


Рис. 1.59. Конструкції динамометрів:
 R_i – тензорезистори

При дії навантаження, деформації стінок внутрішнього і зовнішнього циліндрів чи внутрішньої й зовнішньої поверхні кільця однакові, але протилежні за знаком. Тому при підключенні тензорезисторів до вимірювальної схеми приладу досягається чотириразове зростання його чутливості.

Вимірювання лінійних переміщень. Замість прогиномірів використовують різноманітні пристосування, аналогічні таким, що розглянуті в 3.3. У цих пристосуваннях рейка чи дріт роз'єднуються на дві частини, між якими розміщують перетворювач деформацій (рис.1.60, *а*).

Форма й розміри перетворювачів різні, все залежить від того, до чого їх кріпити. Їх пружний елемент виготовлений з тонких металевих смуг, на які наклеюються тензорезистори.

Перетворювачі можуть бути в безпосередньому контакті з конструкцією в тих місцях, де вимірюється переміщення (рис.1.60, *б*). Вони повинні мати надійну і нерухому опору, щоб не спотворювати результатів вимірювання.

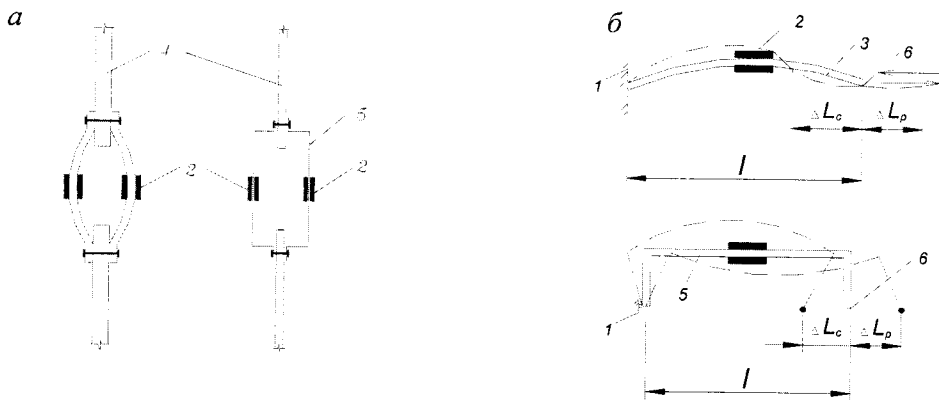


Рис. 1.60. Перетворювачі лінійних переміщень:

- a* – без безпосереднього контакту з конструкцією;
- б* – зі щільним контактом з конструкцією;
- 1* – нерухоме кріплення перетворювача; *2* – тензорезистори; *3* – балочка;
- 4* – рейка чи дріт; *5* – скоба чи рамочка; *б* – місце контакту з конструкцією

Останнім часом розроблено нове устаткування для зручності вимірювання переміщень. Ознайомимося з ним. Якщо потрібно отримати значення лінійних переміщень у великій кількості місць конструкції, то можна задіяти електропрогиномірні станції. Ці станції обслуговують одночасно до 50 прогиномірів. Кожний прогиномір являє собою потенціометр, на осі якого знаходиться рухомий шків аналогічний прогиноміру Аїстова, який через гнучкий дріт зв'язаний з конструкцією. Через потенціометр постійно проходить електричний струм, який змінюється при повороті шківа відповідно до переміщення конструкції. Зміна струму реєструється на прогиномірній станції і перетворюється на показник лінійного переміщення. Електропрогиномірні станції не тільки одночасно вимірюють переміщення в багатьох точках, а й виконують це миттєво. З їхньою допомогою значно точніше фіксується кінетика переміщень у часі, а це дуже важливо для визначення жорсткості конструкції в процесі здійснення навантаження.

Вимірювання фібрових деформацій. За допомогою тензорезисторів повністю відповідає вимогам автоматизації цих вимірювань.

Вимірювання розкриття тріщин. Характер і величини розкриття тріщин від дії тимчасових навантажень визначають придатність залізобетонних конструкцій для подальшої їх експлуатації. Зазвичай контроль за розкриттям

тріщин здійснюється за допомогою мікроскопа (наприклад МПБ-2), щупами. Це повільні вимірювання. Щоб отримати точнішу картину кінетики розвитку тріщин, застосовують електротензометрування, що дає змогу автоматизувати процес дослідження тріщиноутворення в загальній схемі автоматизування статичних випробувань.

Тензометричний прилад для вимірювання величини розкриття тріщин показано на рис. 1.61, *а*. Місток вимірюваної скоби складається з двох частин. На одній, яка нерухомо приєднана тільки до однієї металевої основи, наклеєно компенсаційний тензорезистор. На іншій, яка жорстко закріплена до обох основ, наклеєно робочий тензорезистор.

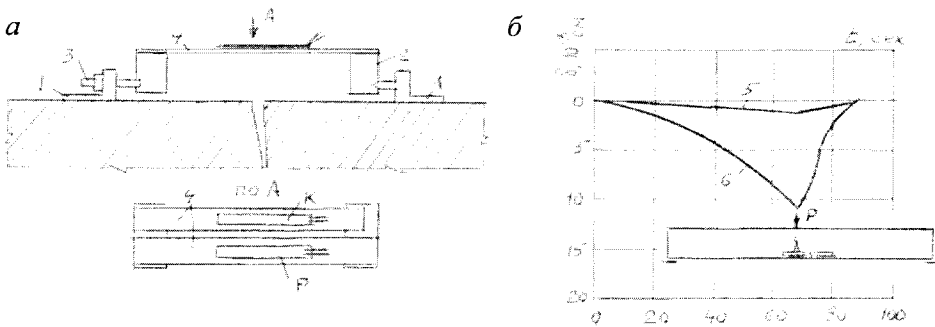


Рис. 1.61. Прилад для вимірювання розкриття тріщин:

а – загальний вигляд приладу, встановленого над тріщиною;

б – деформації при випробуванні залізобетонної балки;

1 – упори; 2 – основа; 3 – мікрометричний гвинт; 4 – місток; к – компенсаційний тензорезистор; р – робочий тензорезистор; 5 – деформації бетону поруч з тріщиною; 6 – розкриття тріщини

Для контролю за розвитком тріщини поруч з нею також слід вимірювати поверхневі деформації. На рис. 1.61, *б* показано результати дослідження балки на згин. Упори приклеювалися з боків тріщини на гладкі зачищені поверхні. Поруч на такий самий прилад з одним містком встановлено механічний тензометр. Бази вимірювання електро- і механічного тензометрів однакові – 20 мм. Щоб установити кінетику (крива *б* на рис. 1.61, *б*) розвитку тріщини, одночасно зі зняттям показників з вимірювача деформацій фіксувався час з моменту початку дослідження.

(Порівняння характеру деформацій над тріщиною з деформаціями бетону поруч з тріщиною (крива 5 на рис. 1.61, б) підтверджує те, що бетон поруч із тріщиною майже не деформується. Тобто відбувається перерозподіл напружень, що негативно відбивається на роботі розтягнутої зони бетону).

Збирання інформації та її оброблення здійснюється з використанням персонального комп'ютера за програмою, розробленою відповідно до мети експерименту.

ОБРОБЛЕННЯ МАТЕРІАЛІВ ВИПРОБУВАННЯ

Результатами випробування є встановлення напруженого стану конструкції чи її окремих елементів і вузлів, жорсткості (деформативності) і практичної придатності конструкції. Для цього визначаються: розподіл напружень у різних поперечних перерізах елементів та у вузлах; фактичні діючі в них зусилля – N , Q , M ; прогини та інші переміщення конструкції. Цікавою є не тільки кількісна величина перелічених параметрів, а їхня зміна від навантаження й часу.

При обробленні матеріалів випробування необхідно виключити вплив побічних факторів, таких як температура і вологість повітря, осідання опор тощо, а також можливі помилки при вимірюванні приладами.

Отримані дані при обробленні матеріалів випробування повинні перевірятися, особливо ті, що мають вирішальне значення на результат експерименту. Краще, якщо перевірка здійснюється іншою особою, і при цьому проводиться вона іншим способом, наприклад, за іншою програмою на ПК.

При обробленні даних випробувань доводиться користуватися характеристиками жорсткості матеріалу – E , G , μ . Ці значення слід визначити випробуванням зразків матеріалів, а не приймати їх за нормами. Для цього з малонапружених елементів чи незруйнованих місць конструкції після її випробування вирізуються зразки, відповідно до чинних стандартів на випробування матеріалів.

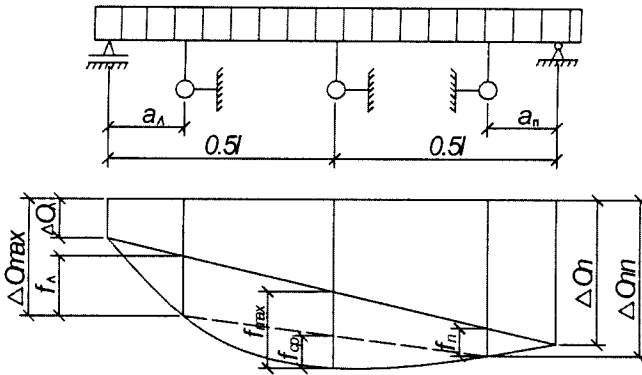
6.1. Визначення прогинів і кутів повороту

У практиці випробувань балок (див. рис.1.47, *a*) бувають випадки, коли з різних причин неможливо зробити безпосереднього заміру осідання опор. У таких випадках вимірюють не осідання опор, а переміщення точок балок поблизу опор (рис.1.62, *a*). Величини ΔO_{n1} і ΔO_{n2} складаються з осідання опор і переміщень перерізів на відстанях a_1 і a_2 . Дійсний прогин балок знаходиться таким чином:

$$f_{\max} = f_{\text{серед}} \cdot k, \quad (1.12)$$

де $f_{\text{серед}} = \Delta O_{\text{нс}} - (\Delta O_{\text{лн}} + \Delta O_{\text{нн}}) / 2$, а коефіцієнт k визначається за відомими залежностями з опору матеріалів для виду навантаження.

а



б

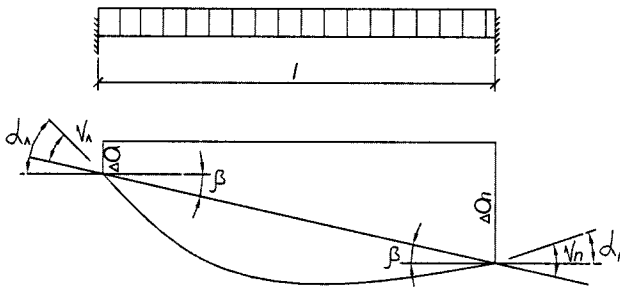


Рис.1.62. Визначення прогинів і кутів повороту:
а – схема визначення прогину балки з урахуванням осідання опор;
б – схема визначення кутів повороту опорних перерізів балки.

Для визначення згинальних моментів на опорах для балки за схемою на рис.1.47, б по кутах повороту опорних перерізів використовуються залежності опору матеріалів. За показниками приладів знаходять кути поворотів опорних перерізів балки $\alpha_{\text{л}}$ і $\alpha_{\text{н}}$ (рис.1.62, б). Слід враховувати поворот усієї балки на кут β внаслідок нерівномірної осідання опор

$$\text{tg} \beta = (\Delta O_{\text{н}} - \Delta O_{\text{л}}) / l \quad (1.13)$$

Тоді пружні кути повороту опорних перерізів балки становлять:

$$v_n = \alpha_n - \beta; \quad v_n = \alpha_n + \beta. \quad (1.14)$$

За цими кутами повороту перерізів знаходяться величини M_l і M_n .

Визначення залежності прогинів від навантаження і часу. Характер залежності прогинів від навантаження і часу свідчить про стан конструкції та її несучу здатність. При обробленні матеріалів випробування виконують побудову залежностей " $p - f$ ", " $p - \varepsilon$ " – тобто зміну прогинів f чи фібрових деформацій ε від зміни навантаження. Ці залежності дають інформацію для аналізу роботи конструкції; за їхнім характером їх можна класифікувати на основні та змішані (рис.1.63).

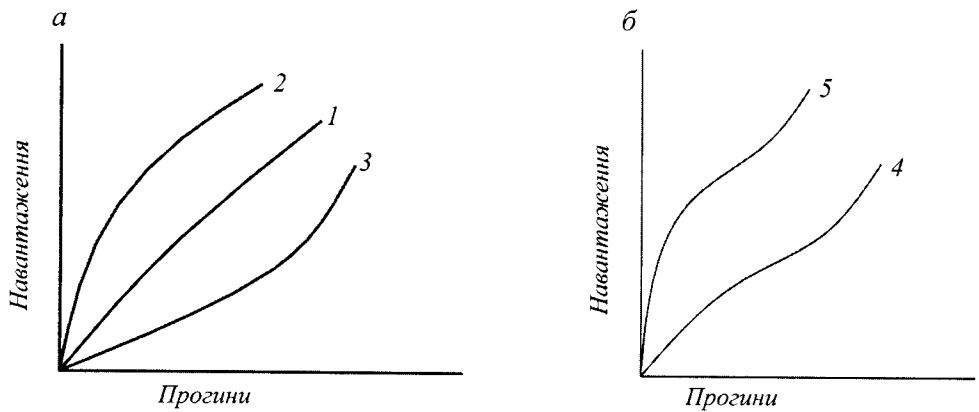


Рис.1.63. Види залежностей прогинів від навантаження:
а – основні; б – змішані

Основні залежності свідчать насамперед про роботу матеріалу конструкції, а змішані – додатково про роботу з'єднань та про інші фактори, що впливають на роботу конструкції. Наприклад, при завантаженні розрахунковим навантаженням за характером кривих " $p - f$ " можна дати такі оцінки випробуваної конструкції: пряма 1 (рис.1.63,а) свідчить про роботу матеріалу в межах пружності; крива 2 вказує, що робота матеріалу конструкції не підпорядковується закону пружності. Якщо відомо, що матеріал підпорядковується закону пружності, то крива типу 2, скоріше, свідчить про наявність піддатливості з'єднань елементів конструкції, така робота конструкції повинна бути виявлена при її пробному випробуванні.

Крива 3, так би мовити "нелогічна", її характер не пояснюється ні роботою матеріалу, ні станом з'єднань елементів. Така крива може вказувати чи на наявність розвантажування випробуваної конструкції за рахунок включення в спільну роботу якихось елементів установки, чи на помилки в показниках вимірювальних приладів та т. ін.

Змішана залежність деформацій від навантаження за типом кривої 4 (рис.1.63, б) вказує, наприклад, на те, що в початковий період завантаження конструкції зростання прогинів є результатом піддатливості з'єднань елементів, яка в подальшому припинилася. Залежність за типом кривої 5 демонструє, що піддатливість з'єднань виявилась не з початку завантаження, а пізніше і несуча здатність цих з'єднань, ймовірно, недостатня. Різка зміна характеру залежності "прогин – навантаження" може свідчити про початок руйнування конструкції.

У практиці випробувань конструкцій можуть траплятися різні поєднання видів зміни деформацій від навантаження. Слід відокремити від загальної закономірності залежності "прогин – навантаження" вплив випадкових порушень цієї закономірності. Це вміння набувається досвідом і використанням іншої інформації, одержаної при випробуванні конструкції.

Залежності "деформація – час" зазвичай будуються спільно з лінією зміни навантаження. Стан конструкції слід вважати незадовільним, якщо в період витримування під навантаженням (при ступенях навантаження, близьких до граничного) відбувається постійне зростання деформацій – це ознака початку процесу руйнування конструкції. Якщо після зняття навантаження зростання деформацій становлять величини, що досягли критичних, це означає, що конструкція була завантажена навантаженням, яке перевищує її несучу здатність (розрахункова її схема зі статичного стану вже перетворилася в кінематичну схему).

6.2. Визначення зусиль в елементах наскрізних конструкцій

Часто є необхідність в експериментальному визначенні поздовжнього зусилля в елементі і одночасно встановленні впливу на напружений стан наявності згинальних моментів (чи з причини жорсткого з'єднання елементів у вузлах, або поздовжнього згину стиснутих елементів тощо).

Розглянемо визначення напруженого стану стрижнів ферми, випробування якої показано на рис.1.39. Усі стрижні ферми виконані з парних алюмінієвих кутиків $20 \times 20 \times 1,9$ мм, стрижні до фасонки приєднані на алюмінієвих заклепках. Проліт ферми – 360 см, висота – 41 см. Навантаження діє у вигляді зосереджених зусиль у вузлах верхнього поясу. Здійснюється завантаження гвинтовим пристроєм через систему розподільних траверс, загальне зусилля в тяжах контролюється динамометром. Випробовуються дві ферми, об'єднані в просторовий блок.

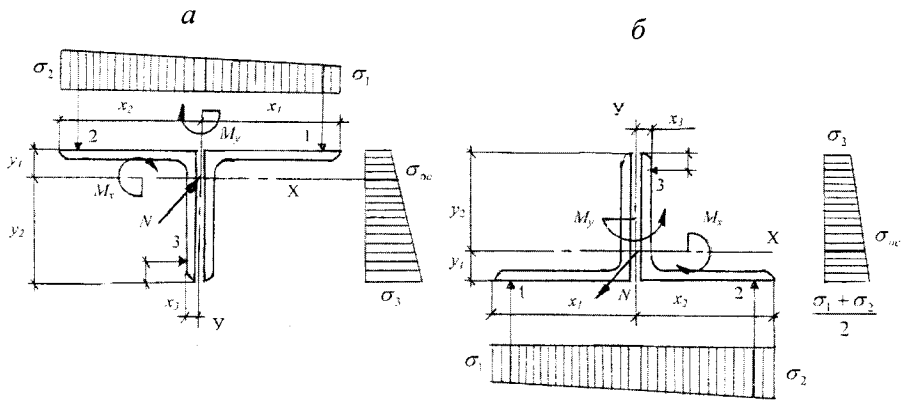


Рис.1.64. Експериментальні напруження в поперечному перерізі стрижнів:

a – стиснутого; *б* – розтягнутого

У місцях розташування тензорезисторів № 1, 2, 3 виявлено напруження, за якими визначають напруження по краях поперечного перерізу стрижня (рис.1.64). Виходячи з форми отриманих епюр напружень, значення крайових напружень записуються так:

для стиснутого стрижня

$$-\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M_x}{I_x} y_1 + \frac{M_y}{I_y} x_1;$$

$$-\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M_x}{I_x} y_1 + \frac{M_y}{I_y} x_2;$$

$$-\sigma_3 = \frac{N}{A} - \frac{M_x}{I_x} y_2 + \frac{M_y}{I_y} x_3;$$

для розтягнутого стрижня

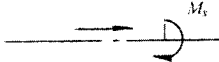
$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M_x}{I_x} y_1 + \frac{M_y}{I_y} x_1;$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M_x}{I_x} y_1 + \frac{M_y}{I_y} x_2;$$

$$\sigma_3 = \frac{N}{A} - \frac{M_x}{I_x} y_2 + \frac{M_y}{I_y} x_3.$$

(1.15)

У формулах (1.15) M_x , I_x і M_y , I_y – згинальні моменти і моменти інерції поперечного перерізу відносно до осей x і y .

Напрямок згинального моменту (за чи проти годинникової стрілки) при погляді на графічне позначення моменту  встановлюється відповідно до форм епюр крайових напружень. Наприклад, M_x на рис. 1.64, б при погляді зліва має напрям проти годинникової стрілки.

Для визначення N , M_x , M_y необхідно розв'язати систему з трьох рівнянь (1.15). За рівнянням для σ_{oc} перевіряють правильність розрахунків:

$$\sigma_{oc} = \sigma_3 + \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \frac{y_2}{y_1 + y_2} = \frac{N}{A}.$$

Експериментальне значення σ_{oc} порівнюється з теоретичним $\sigma_{теор}$, знайденим в результаті статичного розрахунку ферми. Абсолютна чи відносна різниця між $\sigma_{теор}$ і крайовими напруженнями σ_1 , σ_2 , σ_3 характеризує вплив наявності згинальних моментів на напружений стан стрижня.

ПРИКЛАДИ ДОСЛІДЖЕННЯ КОНСТРУКЦІЙ І СПОРУД

Experimentia est optima rerum magistra
(лат., дослід – кращий вчитель)

Приклади підібрано так, щоб охопити конструкції й споруди з різних матеріалів (сталеві, залізобетонні, дерев'яні, металодерев'яні), різноманітних за конструктивною формою – від балкових до просторових. Випробування проводились у лабораторних і „польових” умовах, навіть в акваторії моря. Деякі з прикладів демонструють комплексний підхід до дослідження, який включає випробування натурального об'єкта, його моделі, зразки матеріалів. На думку авторів, ознайомлення студентів з реальними прикладами досліджень допоможе їм краще засвоїти таку специфічну дисципліну, як „Випробування конструкцій і споруд”, у якій тісно поєдналися теорія розрахунків і суто технічні питання та виробничі завдання, пов'язані з організацією і проведенням випробувань. Зміст прикладів являє собою стиснуту інформацію про об'єкт, мету дослідження, його випробування, деякі результати.

*Приклад 1.5. Випробування опорного блока морської стаціонарної платформи**

Кафедра металевих та дерев'яних конструкцій КНУБіА провела випробування опорного блока МСП «Стрелка-5», розташованої в акваторії Азовського моря (рис. 1.65). В цьому місці глибина моря становить 8 м. Основними навантаженнями на опорний блок є вертикальні від маси верхньої будови і технологічного обладнання та горизонтальні від вітру, хвиль, течії та льодового тиску.

Колони опорного блока складаються з двох концентричних труб з заповненням міжтрубного простору бетоном для запобігання зминання зовнішньої оболонки від дії льоду та для збільшення несучої здатності колон на вертикальне навантаження.

* Випробування проведені під керівництвом проф. В.О. Пермякова.

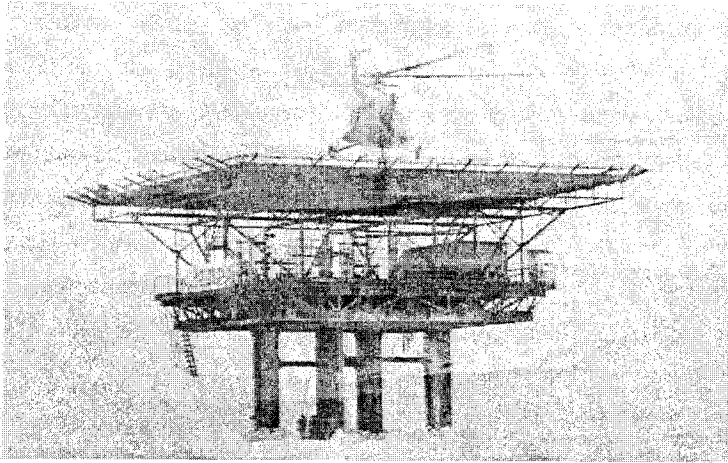


Рис.1.65. Загальний вигляд МСП

Для вивчення дійсної роботи опорного блока і напружено-деформованого стану сталобетонних колон було здійснено натурне випробування МСП. Остання навантажена палубною будовою, вертолітним майданчиком та технологічним обладнанням. Горизонтальне навантаження здійснювалось натягуванням буксиром буксирного троса, закріпленого до однієї колони на відмітці 1,6 м від рівня моря (рис. 1.66).

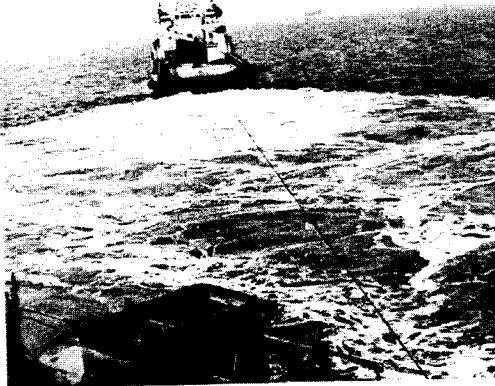
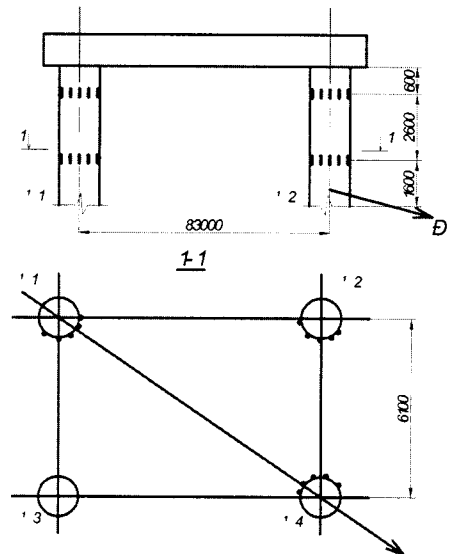


Рис.1.66. Завантаження МСП і схема розміщення тензорезисторів на колонах



Докладно розповісти про весь експеримент (який, до речі, відбувався на неспокійному морі) немає можливості, хоча цікавих і повчальних моментів у ньому було достатньо. Ось один з них. Напрямок руху буксира (а це напрямок горизонтального зусилля)

коригувався по рації керівником випробування, який знаходився в центрі платформи і за контрольними приладами стежив за тим, щоб трос натягувався точно по діагоналі опорного блока. Для швидкого зняття показників тензорезисторів, установлених на трьох колонах, в ті хвилини, коли горизонтальне навантаження діяло як слід, було задіяно три тензостанції.

У комплексі наукового дослідження МСП було заплановано вивчити спільну роботу металевих труб і бетону – тобто трубобетону. Для цього в лабораторії було проведено випробування зразків трубобетонних елементів з різною товщиною стінок труб та різною маркою бетону (рис.1.67) на осьове стискування і на дію стискання зі згином*.

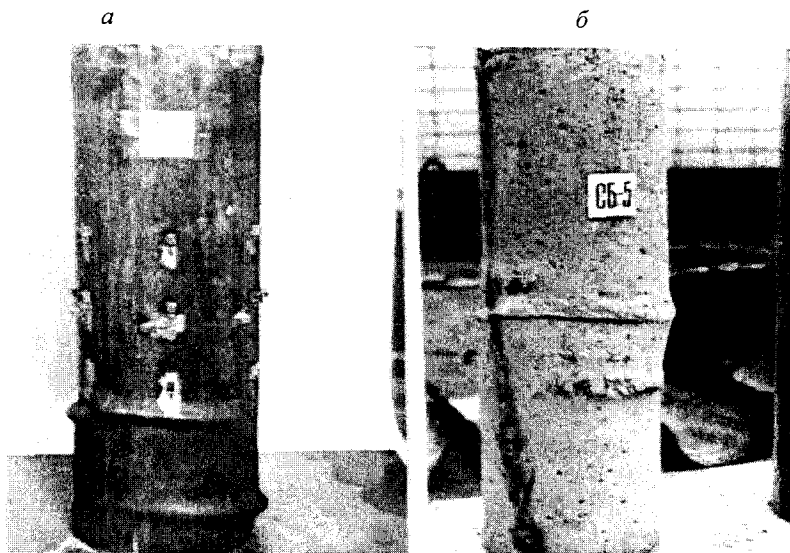


Рис.1.67. Зразки трубобетонних елементів після випробування:
а – втрата стійкості зовнішньої оболонки;
б – характер руйнування бетонного заповнювача

Щоб вивчити механізм взаємодії наповнювача із зовнішньою оболонкою, на зразках установили спеціальні датчики, що реєстрували початок і величину структурних порушень по межі контакту «метал – бетон». Цими дослідженнями встановлено розрахункову схему одиничного сталобетонного елемента, на основі якої розроблено методику розрахунку елемента. На підставі даних досліджень запропоновано конструкцію оголовка для забезпечення передачі поздовжнього зусилля одночасно на сталеві труби і бетонний наповнювач для їх подальшої сумісної роботи.

За результатами досліджень було запропоновано метод оптимального проектування опорних блоків МСП, завдяки якому досягається зниження металоємності конструкції і вартості її виготовлення.

* Дослідження виконав доцент І.Д. Белов.

В розглянутому дослідженні зразків використано моделювання від природи до моделі. Спочатку випробовувалися дрібнорозмірні сталобетонні елементи, і розроблену за результатами їх дослідження методику розрахунку перенесено на натурні сталобетонні елементи. Тобто було вирішено, так би мовити, зворотнє завдання – не теорія перевірена на моделях, а навпаки, експерименти на моделях дали змогу розробити теорію. Остання застосована для розрахунку колон опорного блоку МСП.

Приклад 1.6. Дослідження попередньо напруженої залізобетонної ферми профльотом 24 м*

Приводом для дослідження ферми стала заміна (з технічних причин) робочої арматури. Було застосовано арматуру з нижчими механічними характеристиками, ніж вказані в проєкті. Щодо можливості використання вже готової продукції необхідно було з'ясувати, яке експлуатаційне навантаження спроможні витримати ці ферми. Для дослідження було взято рядову ферму.

Особливістю конструкції ферм є те, що вони складаються з двох окремо виготовлених напівферм. Стик у гребеновому вузлі здійснюється за допомогою накладок зварюванням та замонолічуванням стику. З'єднання напівферм по нижньому поясу виконано зварюванням випусків напружених стрижнів і підсиленням стику металевими листовими накладками.

Схема навантаження відповідала обпиранню ребристих плит покриття (рис.1.68).

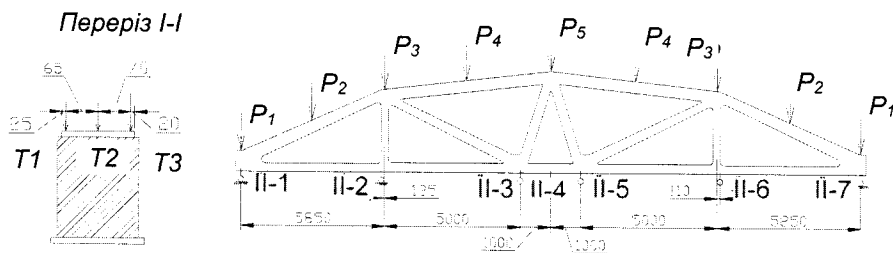
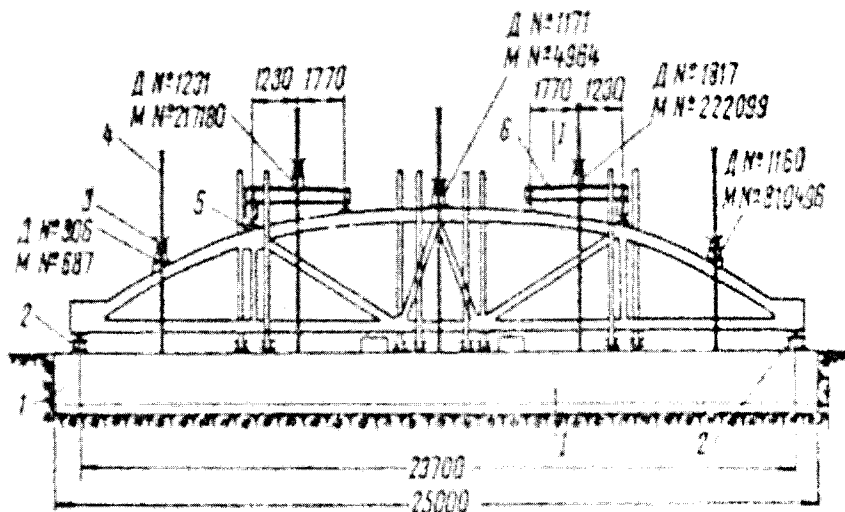


Рис.1.68. Схема навантаження ферми і розміщення прогиномірів:
П – прогиноміри; *T* – тензорезистори

Щоб забезпечити стійкість ферми, її зміцнили в трьох точках металевими стояками, закріпленими в силовій плиті (рис.1.69).

* Приклад взято з праці А.А.Тамарина „Испытание и оценка несущих свойств предварительно напряженных железобетонных конструкций”. – М.СИ, 1967.



Разрез по I-I

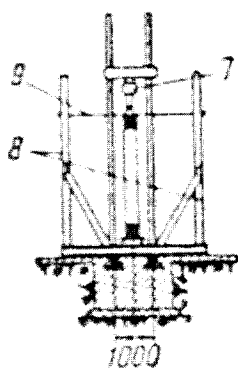


Рис.1.69. Установка для випробування ферми:
 1 – силова плита; 2 – опори; 3 – поперечна трасверса з
 клиноподібними затискачами; 4 – тяга; 5 – клиноподібна
 підкладка; 6 – поздовжня трасверса; 7 – гідравлічний домкрат;
 8 – стояки для розкріплення верхнього пояса ферми;
 9 – розчал

Навантаження здійснювалось домкратами типу ДГ-100, тиск в домкратах контролювався манометрами. Перед випробуванням домкрати були протаровані спільно зі всією гідросистемою і манометрами. На схемі установки показані номери домкратів і манометрів, в паспортах яких вказані їхні технічні характеристики.

Загальний вигляд установки показано на рис. 1.70.

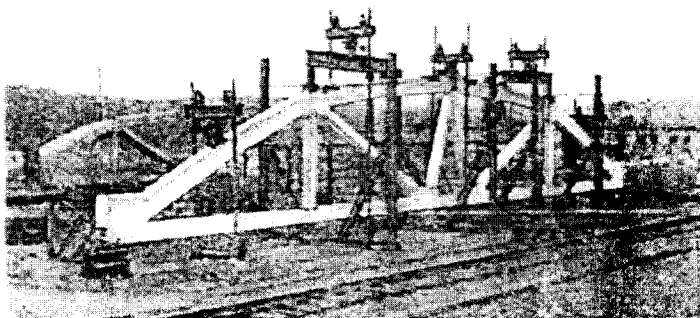


Рис.1.70. Загальний вигляд установки

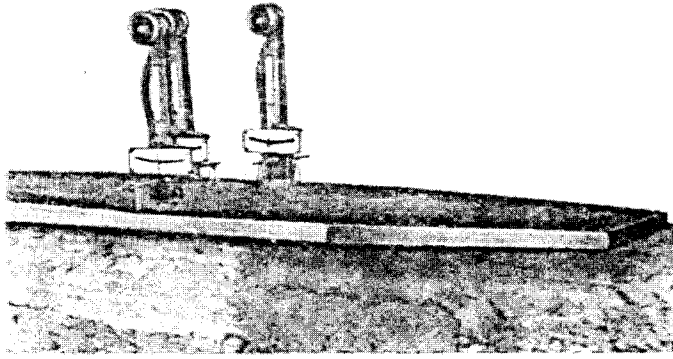


Рис.1.71. Тензметри на накладці стику нижнього пояса

Для визначення початку текучості сталі в накладках стику нижнього пояса ферми на верхній з них було встановлено три тензметри (рис.1.71).

Оцінювання несучої здатності ферми. Випробування складалося з двох етапів. На першому етапі в межах нормативного навантаження на кожному ступені фіксувались прогини ферми, деформації (напруження) в накладці, поява й кінетика розвитку тріщин. На другому етапі навантаження припинилося, коли в накладці почалася текучість сталі. Це було прийнято за початок руйнування ферми, ознакою чого був приріст деформацій непропорційний приросту навантаження.

За визначеним граничним навантаженням з урахуванням діючого на час випробування ферми коефіцієнта запасу міцності було визначено розрахункове навантаження.

Тріщиностійкість. У процесі випробування ретельно оглядалася вся поверхня нижнього пояса. Перші тріщини з'явилися в середній панелі в місцях з'єднання накладок із закладними деталями в напівфермах. Сталося це при навантаженні, яке перевищувало встановлене розрахункове, тобто вимога тріщиностійкості задовільнена.

Жорсткість ферми. Прогин ферми при обчисленому нормативному навантаженні був значно меншим за припустимий.

Результат. Було визначено значення нормативного та розрахункового навантаження на 1 м^2 поверхні покриття.

*Приклад 1.7. Дослідження дерев'яної підпружної панелі прольотом 24 м**

Кафедра металевих і дерев'яних конструкцій КНУБіА запропонувала новий тип покриття, в якому сполучені несучі і захисні функції. Конструкція отримала назву підпружна

* Дослідження проведені під керівництвом проф. В.З. Кліменка.

панель (рис.1.72, а). Статика панелі передбачала включення тришарового (з утеплювачем) елемента верхнього пояса до сумісної роботи з робочими поздовжніми ребрами з клеєної деревини. Для утворення розвантажувального моменту в верхньому поясі опорні і гребеневий вузли вирішувалися з від'ємним ексцентриситетом. З декількох конструктивних рішень тришарового елемента для дослідження вибрали три (докладніше на конструкціях зупинятися тут не місце). Програмою експериментальних досліджень передбачалося випробування однієї натурної підпружної панелі прольотом 24 м. Тому для вирішення деяких питань попередньо були досліджені три моделі прольотом по 3 м, виготовлені з дотриманням вимог моделювання і тих правил, що викладені в § 8.4 і 8.5. Моделі випробовувалися за такою самою методикою, як потім – натурна конструкція. Відмінність полягала лише в тому, що на моделях створювались у вузлах різні ексцентриситети. Для натурної підпружної панелі вибрали таке рішення верхнього пояса, при якому модель виявилась найбільш жорсткою.

Випробування панелі проводилось на біржі лісу лісопереробного заводу, де вона була виготовлена. Навантаження здійснювалося піддонами з цеглою за допомогою порталного крана. Порядок укладання вантажів на панель імітував поступове зростання рівномірно розподіленого навантаження на кожному ступені завантажування. Вимірювалися загальні прогини підпружної панелі, а також прогини верхнього пояса в різних перерізах. У цих перерізах тензометруванням фіксувалися фіброві деформації (напруження) зовнішньої фанерної обшивки тришарового елемента і по висоті поздовжніх ребер.

Деякі результати дослідження панелі при двох видах навантаження подані на рис. 1.72, б, в.

Після випробування панелі короткочасним розрахунковим навантаженням вона витримувалась під нормативним навантаженням близько місяця (за об'єктивних причин більшу тривалість здійснити не вдалося). Зростання прогинів не відбувалось.

Отримані експериментальні результати стали основою методики розрахунку підпружної панелі з верхнім поясом, що має в своєму складі тришаровий елемент, і позацентровим рішенням вузлів. Однак не це головне. Нова конструкція при її візуальній і параметричній (при $h = 1/8$ і ширині всього 1,5 м) малій жорсткості насправді має достатню згинальну і просторову жорсткість. Запропоновано різні конструктивні схеми покриттів з застосуванням підпружних панелей.

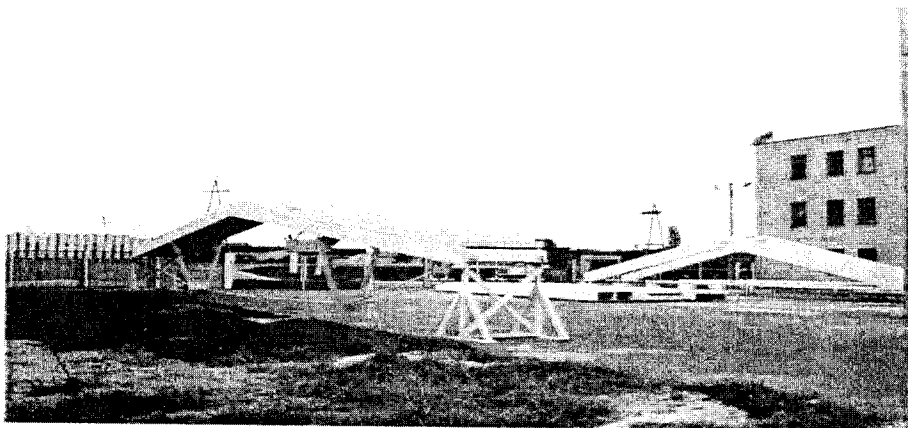
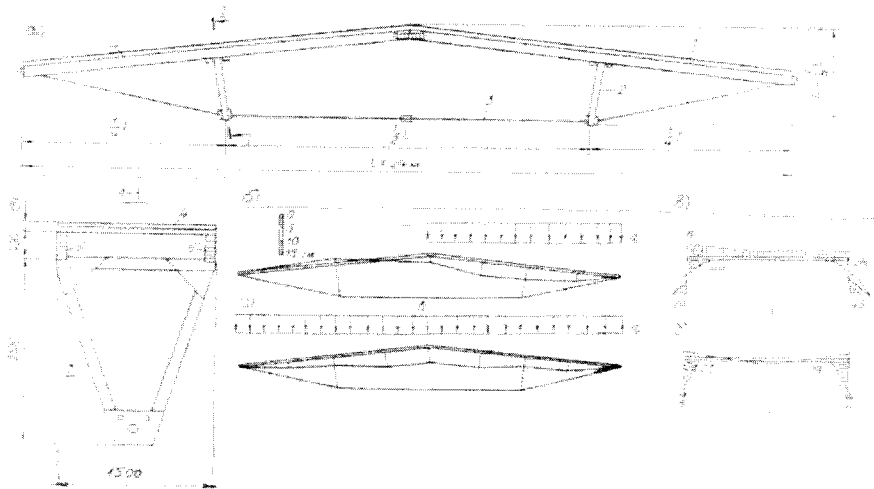


Рис. 1.72. Дослідження підпружної панелі:

a – конструкція панелі; *б, в* – прогини і епюри напружень в верхньому поясі при однобічному навантаженні; *г, г* – те саме при навантаженні на всьому прольоті;

1 – верхній пояс; *2* – стояк; *3* – затяжка; *4* – тришаровий елемент верхнього пояса; *5* – несучі ребра; *д* – загальний вигляд експериментальної конструкції

Приклад 1.8. Дослідження легкого сталевго блока покриття *

У лабораторії особливо легких сталевих конструкцій при кафедрі МДК КНУБіА запропоновано, розроблено і досліджено особливо легку конструкцію просторового блока покриття (рис. 1.73).

Завдяки легкості ферм з розрідженими ґратами, відсутністю прогонів і розташування профільованого настилу безпосередньо по фермах створене покриття, монтаж якого можна здійснювати блоками.

* Науковий керівник роботи – проф. М.М. Жербін.

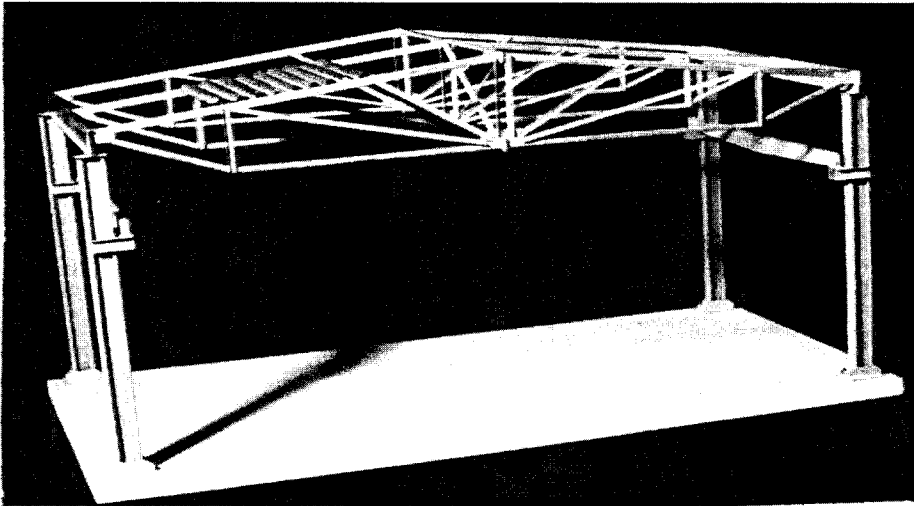


Рис. 1.73. Модуль виробничої будівлі з особливо легким блоком покриття (макет)

Пояси ферм і стрижні ґрат виконані з швелерів. Особливість конструкції ферм очевидна – малоелементність. Але стрижні мають дуже велику довжину, і, зрозуміло, що головне в конструкції ферм – забезпечити стійкість стиснутих стрижнів ґрат і плоскої форми згину великих панелей верхніх поясів. У таких фермах на напружений стан стрижнів ґрат дуже впливають два фактори: можливі відхилення осей від центрів вузлів і жорстке приєднання стрижнів у вузлах.

Саме ці питання були метою дослідження при випробуванні просторового блока покриття прольотом 18 м з двох ферм, об'єднаних профнастилом. Загальний вигляд установки, змонтованої на силовій плиті, з двох експозицій показано на рис.1.74. Навантаження на покриття здійснювалося через систему траверс за допомогою тягів, заанкерованих у силову плиту. Одночасність завантажування забезпечувалася застосуванням гідравлічного способу з центральною маслостанцією.

Напружений стан елементів ферм визначався тензометруванням з відповідним розміщенням тензодатчиків за довжиною елементів і біля вузлів. Особливу увагу було приділено середньому вузлу нижнього пояса (рис.1.75).

Результати дослідження стали основою інженерного розрахунку мало - елементних легких ферм зі стрижнями і швелерів з урахуванням просторової роботи блока покриття.

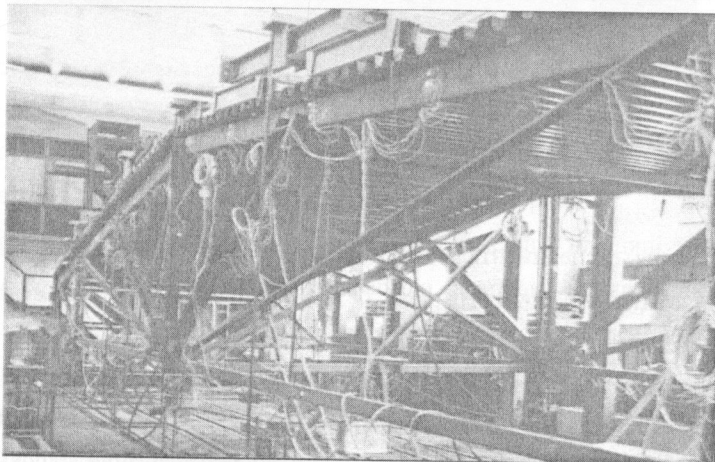
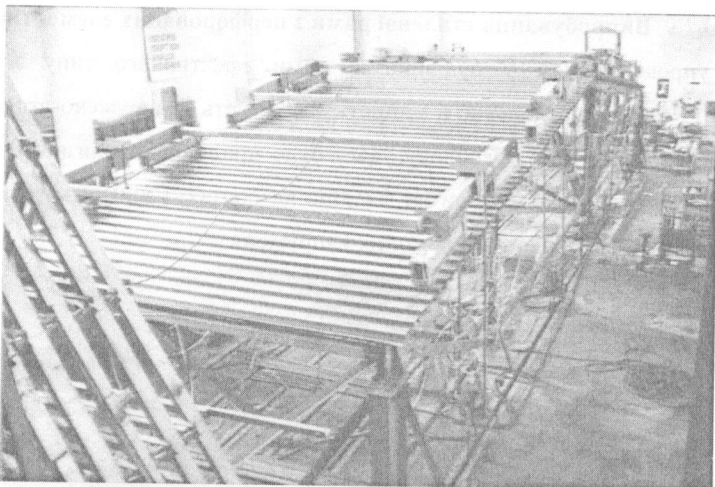


Рис. 1.74. Загальний вигляд установки для випробування просторового блока покриття

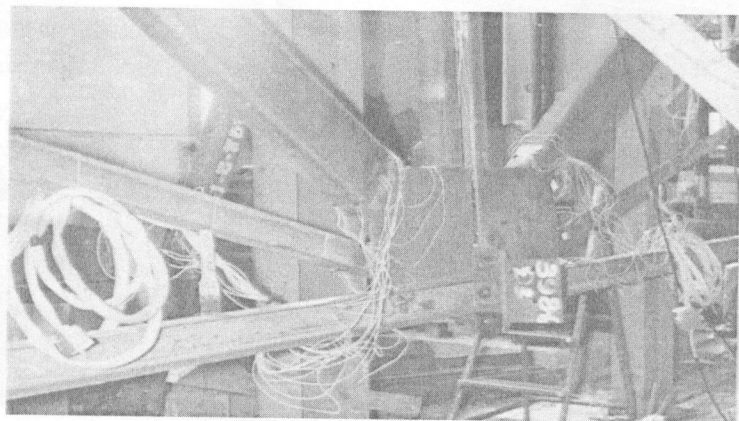


Рис. 1.75. Середній вузол нижнього пояса ферм

Приклад 1.9. Випробування сталеві рами з перфорованих елементів

Перед упровадженням у будівництво рами ефективного типу з перфорованих елементів (рис.1.76) було досліджено її міцність, жорсткість і напружено-деформований стан небезпечних перерізів і вузлів. Особливу увагу було приділена карнизному вузлу, в якому стоек з ригелем з'єднаний за допомогою фланців на болтах, і ділянкам з отворами в зоні вузла, де спостерігається концентрація різних напружень.



Рис. 1.76. Будівля з несучими перфорованими рамами

Випробування експериментальної конструкції рами проведено у випробувальному центрі кафедри МДК КНУБіА*. На рис.1.77 показано установку в момент оснащення її силовим устаткуванням. Навантаження на раму у вигляді зосереджених сил утворюється в місцях спирання прогонів даху через силові балочки. Здійснюється навантаження, як і в попередньому прикладі, за допомогою тяжів. Використовуються гідравлічні домкрати з центральною маслостанцією, циферблат манометра якої протарований відповідно до величин окремих ступенів зосереджених сил навантаження.

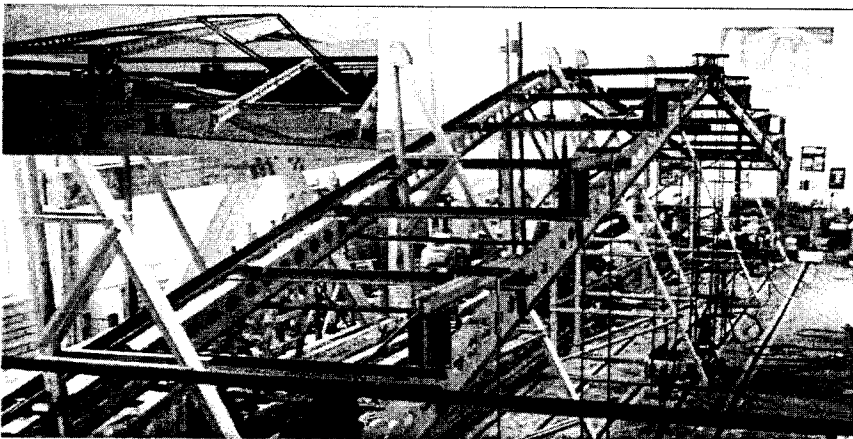


Рис. 1.77. Підготовка рами до випробування

* Керівник випробувань – доц. С.І. Білик.

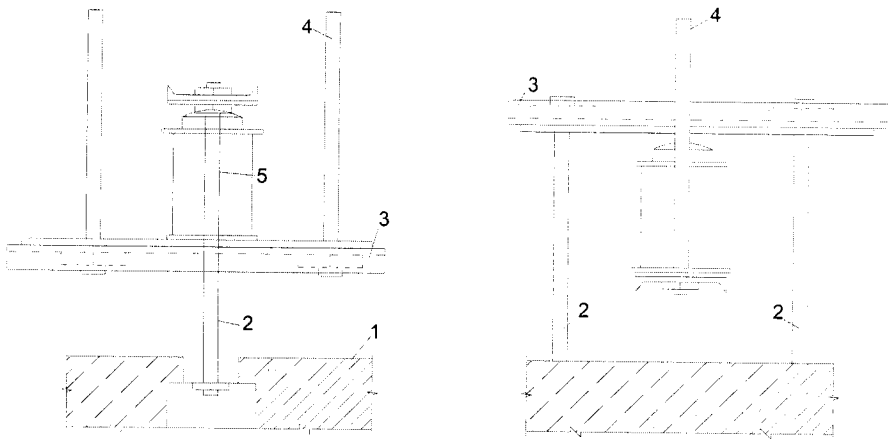


Рис. 1.78. Пристрій для створення зосереджених навантажень за допомогою траверс перетворення зусилля:

1 – силова плита; 2 – анкери; 3 – траверси; 4 – тяжі до конструкції; 5 – домкрат

Перетворення зусилля стискання, яке створює домкрат, на зусилля розтягування в тяжах відбувається в пристрої, конструкція якого показана на рис.1.78.

Випробувалась одна рама, стійкість якої у вертикальній площині забезпечувалась її прикріпленням до такої самої рами за допомогою розпірок, розташованих по верхніх і нижніх поясах ригелів. Стійкість допоміжної рами забезпечувалась її закріпленням до металевих трикутних упорів, заанкерованих від переміщень у силовій плиті (див. рис.1.77).

Програма досліджень при випробуванні була повністю виконана, на основі чого запропоновано методику розрахунку особливо легкої рами з перфорованих елементів.

*Приклад 1.10. Дослідження ребристих панелей з обшивками зі склопластику**

На кафедрі МДК КНУБіА були проведені комплексні дослідження панелей з ребристим дерев'яним каркасом і обшивками з поліефірного і фенолоформальдегідного склопластику. Дослідження проводились на моделях і натурних конструкціях, виготовлених за різними технологіями, на дію статичних і багаторазових знакоперемінних навантажень, тому про весь обсяг досліджень докладно розповісти неможливо. Ознайомимося з деякими фрагментами організації і проведення експериментів та їхніми результатами. Дослідження деформативності панелей на знакозмінні навантаження змусили застосувати зручний для цього пневматичний спосіб здійснення навантаження, який використовувався і при статичних короткочасних експериментах. Вибраний спосіб навантаження дуже простий, ефективний і, головне, піддається автоматизації. Завдяки цьому знакозмінне навантаження обчислювалося декількома десятками тисяч циклів. Звісно, не обійшлося без вирішення

* Дослідження провів проф. В.З. Кліменко.

різних технічних питань при проведенні експериментів, а в цьому й полягає робота інженера-експериментатора. Наприклад, створення системи управління тривалим циклічним навантаженням чи створення безперервного запису прогинів панелей і т. ін. (докладно на цьому не зупиняємось, оскільки в кожних конкретних умовах свої можливості вирішення подібних технічних питань). У прикладі такий відступ зроблено свідомо, в ньому міститься натяк на те, що багато питань, які виникають при організації експерименту, доводиться вирішувати експромтом і самостійно. Повертаємось до прикладу.

Суть пневматичного способу навантаження зрозуміла зі схеми установки на рис. 1.79.

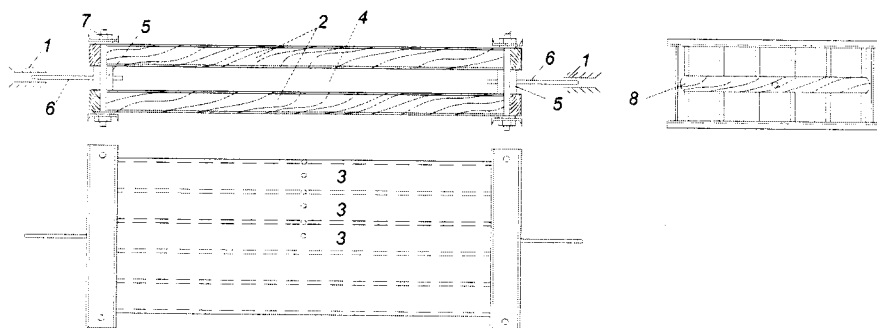


Рис. 1.79. Схема установки для навантаження панелей пневматичним способом: 1 – шарнірні опори; 2 – панелі; 3 – прогиноміри; 4 – герметичний об’єм; 5 – сегментні прокладки; 6 – патрубки; 7 – стяжні болти; 8 – герметизація внутрішнього об’єму

Усередині герметичного об’єму створюється або надлишковий тиск повітря, або розрідженість повітря. При невеликому внутрішньому об’ємі установки можна використовувати для цього компресор (рис. 1.80).

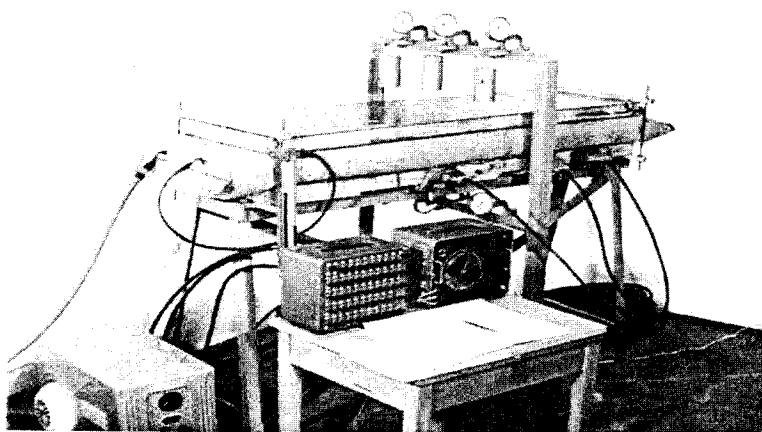


Рис. 1.80. Пневматична установка для випробування моделі панелей

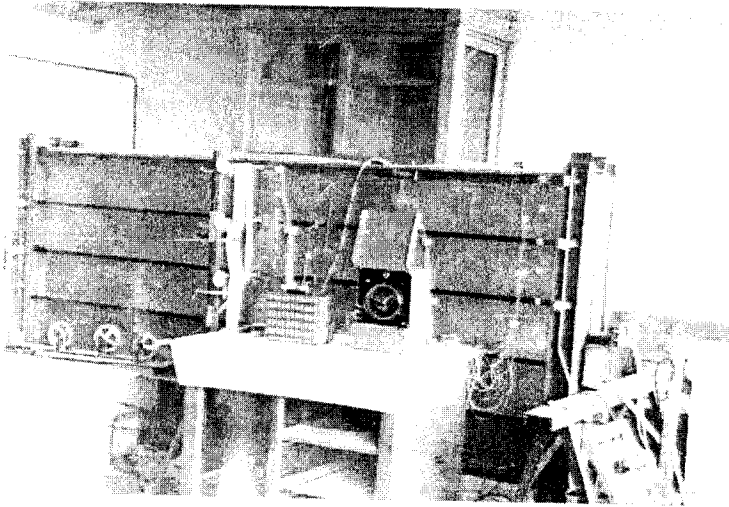


Рис.1.81. Пневматична установка для випробування натурних зразків панелей

В установках для випробування натурних панелей слід використовувати повітродувки (в установці, показаній на рис.1.81, були використані звичайні побутові пирососи – по два на кожний знак навантаження).

Ось деякі достоїнства пневматичного способу навантаження. Швидкість створення знакоперемінного навантаження дала змогу здійснити дослідження деформативності панелей залежно від кількості циклів у широкому їх діапазоні. Доступність відкритих поверхонь для догляду за вимірювальними приладами і за поведінкою тонких обшивок. Відсутність локальних вантажів на тонких обшивках не спотворювала дійсного характеру їхньої деформації між поздовжніми ребрами, а дослідження цього було одним з основних завдань експерименту при статичному навантаженні.

На рис. 1.82 показано конструкцію панелей з розміщенням тензорезисторів і характер деформування тонких обшивок при випробуванні панелей двох типів статичним навантаженням. Панелі відрізнялися товщиною обшивок і технологією їх формування. Панель П-1 – готові обшивки завтовшки 2...2,5 мм приклеювались до дерев'яного каркаса. Панель П-2 – каркас приклеювався одночасно з формуванням однієї, а потім другої обшивки завтовшки 1...1,5 мм.

За результатами дослідження було встановлено редуційний коефіцієнт k , необхідний для обчислення наведеної ширини обшивок i , відповідно, розрахункових геометричних характеристик поперечних перерізів панелей.

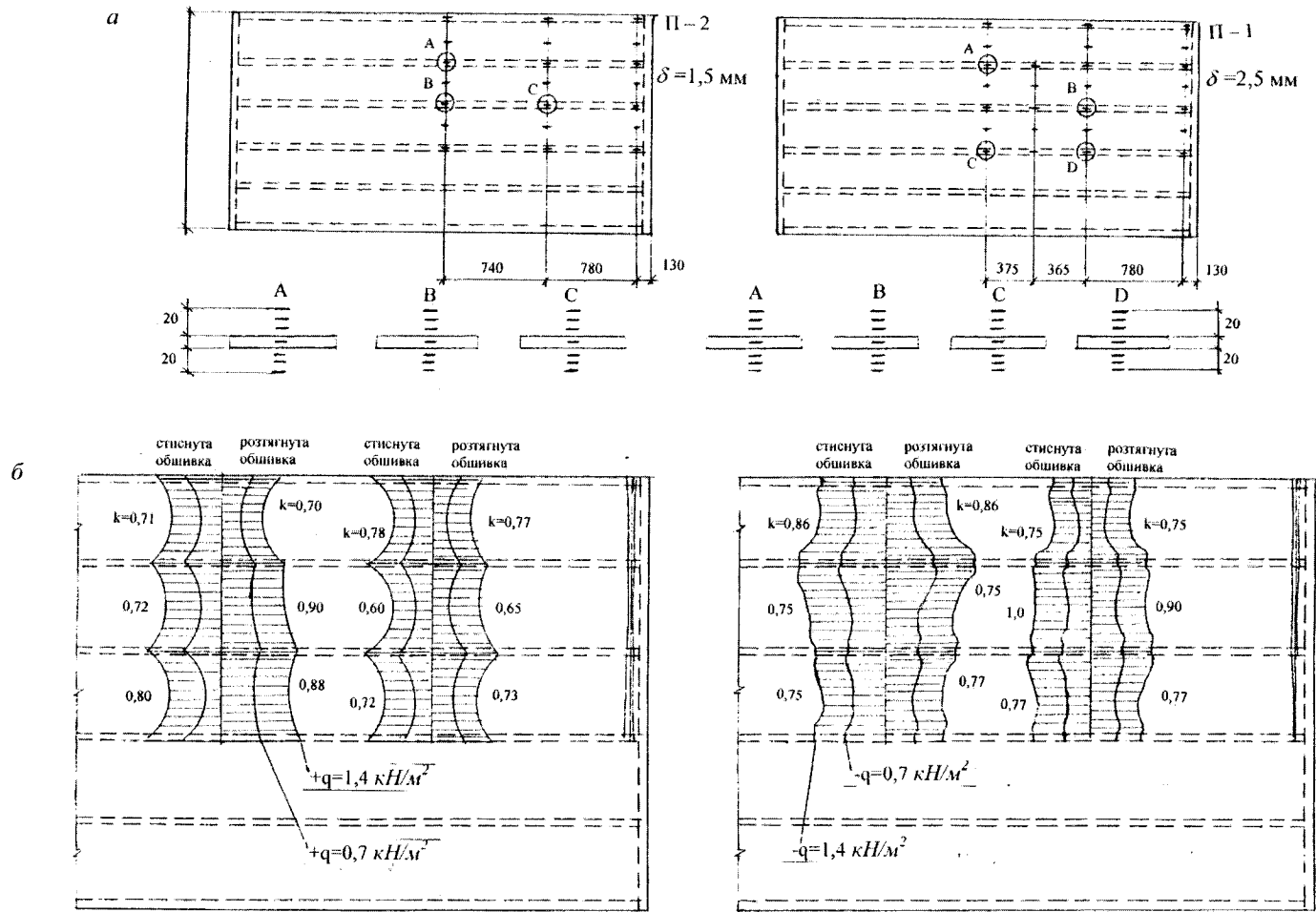


Рис. 1.82. Розміщення тензорезисторів (а) і деформації (б) у склопластикових обшивках ребристих панелей

Приклад 1.11. Дослідження залізобетонної арки з металевою затяжкою

Загальний вигляд установки для випробування арки прольотом 18 м показано на рис.1.20. Мета дослідження – установити тріщиностійкість, жорсткість і міцність конструкції. Розрахункове проектне навантаження $q_{розр}=2,35 \text{ кН/м}^2$. Завантаження здійснювалося ступенями інтенсивністю $q_{розр}=0,47 \text{ кН/м}^2$.

Прогин верхнього пояса арки вимірювався в трьох точках прогиномірами П₁, П₂, П₃ (рис. 1.83,а). Тріщиноутворення спостерігалось візуально. Лінійні деформації затяжки фіксувались індикаторами годинникового типу, встановленими по її кінцях (рис. 1.83,б). Результати випробування наведені на рис.1.83 і в табл.1.1.

Аналіз результатів. До п'ятого ступеня навантаження, що становить величину проектного розрахункового навантаження, залежності прогинів верхнього пояса арки і подовження затяжки від навантаження майже лінійні. На наступних ступенях характер залежностей „ $f - q$ ” змінюється особливо з боку дії корисного навантаження. При $q_{тр}=1,4 q_{розр}$ почалось тріщиноутворення (див. табл. 1.1), і характер кривої П₃ змінився дуже різко.

Таблиця 1.1

Прогини				Тріщино утворення	Міцність		
Симетричне навантаження, q_n		Несиметричне навантаження, $q_n + q_{розр}$			Руйнування Бетону, $q_{р,б}$	Текучість затяжки, q_t	Руйнування Конструкції, $q_{руйн}$
1,13 см	L/1600	1,7 см	L/1060	$q_{тр} = 1,4$ $q_{розр}$	1,8 $q_{розр}$	2 $q_{розр}$	2,8 $q_{розр}$

Уже через два ступені навантаження при $q_{р,б} = 1,8 q_{розр}$ почалося руйнування бетону (т. 2 на залежності П₃) верхнього пояса. Внаслідок цього зросли зусилля в затяжці і вже на наступному, десятому, ступені навантаження при $q_t = 2 q_{розр}$ почалася текучість сталі (т. 3 на графіку б). Це початок втрати аркою несучої здатності, що завершилось остаточним її руйнуванням при $q_{руйн} = 2,8 q_{розр}$. Запаси міцності арки за умов тріщиностійкості і текучості сталі затяжки відповідають вимогам норм проектування залізобетонних конструкцій.

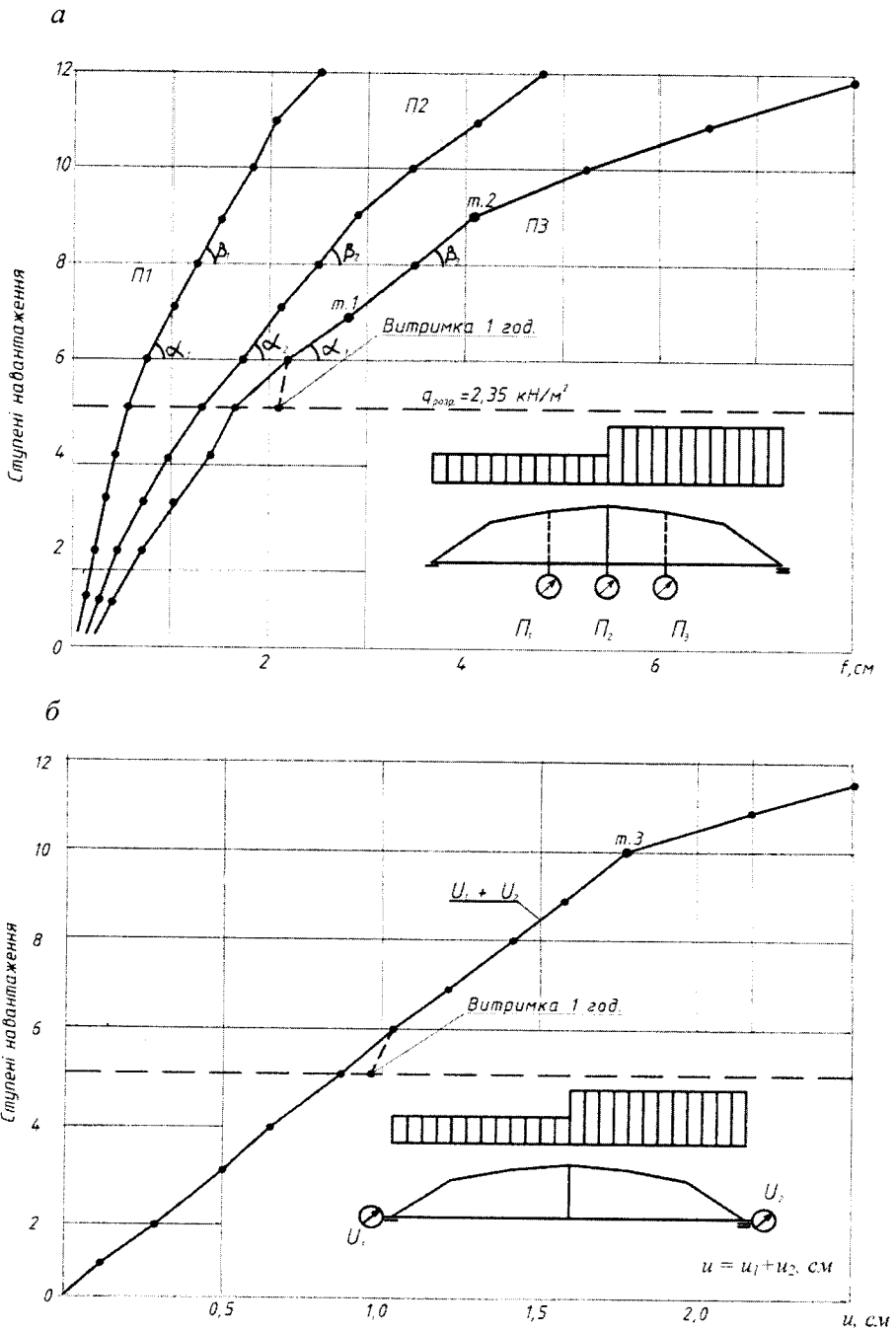
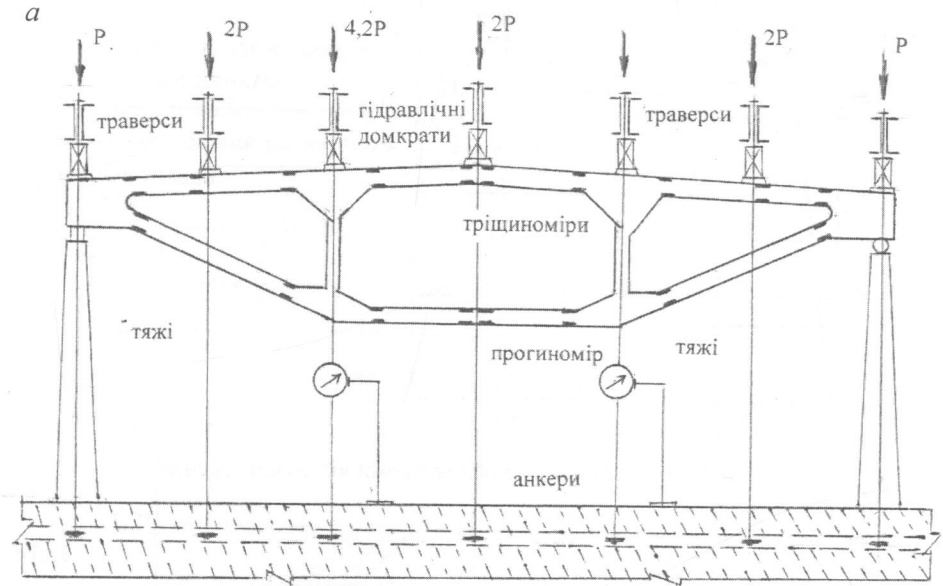


Рис. 1.83. Результати експериментального дослідження арки-діафрагми:
 а – залежності прогинів верхнього пояса від навантаження;
 б – подовження затяжки від навантаження;
 П – прогиноміри; U – індикатори годинникового типу

Прогин арки по середині прольоту при симетричному навантаженні q_n становить лише $1/1600$ прольоту, а при несиметричному навантаженні всього $1/1060$, тобто значно менше, ніж нормативне значення відповідно до норм проектування залізобетонних конструкцій.

Приклад 1.12. Дослідження ферми з попередньо напруженою арматурою

Схему випробуваної установки показано на рис. 1.84,а, загальний вигляд установки – на рис. 1.84, б. Проліт ферми становить 17,7 м.



б

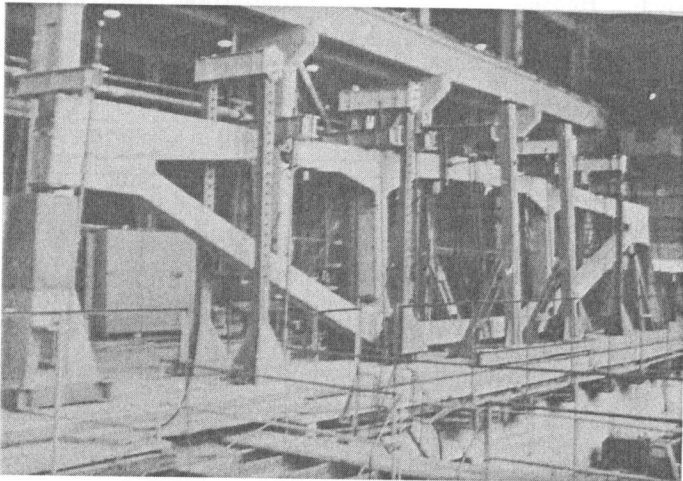


Рис. 1.84. Схема (а) та загальний вигляд установки (б)

Графік залежності прогину ферми, як середній результат відліку двома прогиномірами, показано на рис. 1.85. Результати випробувань наведені у табл. 1.2.

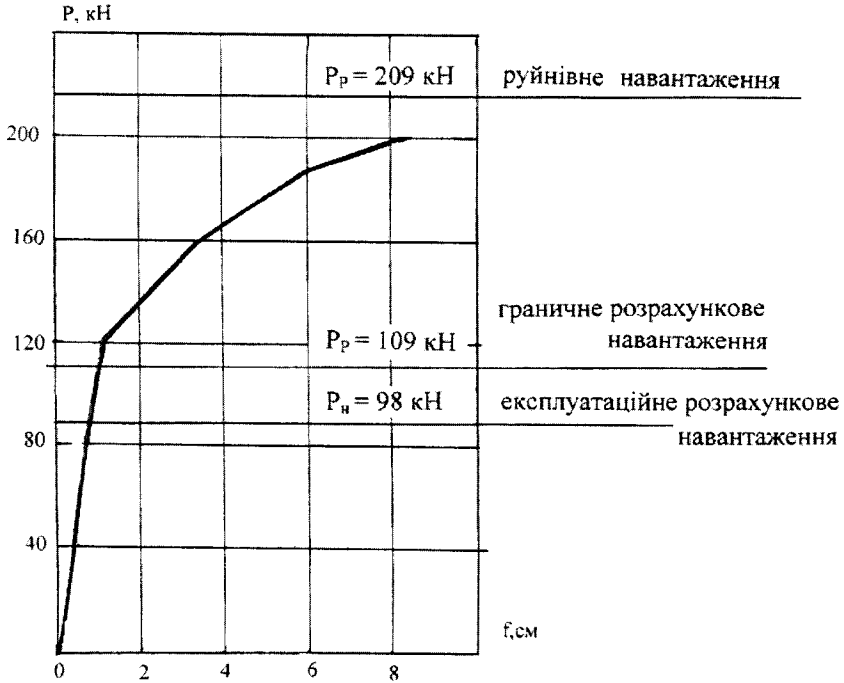


Рис. 1.85. Залежність прогину ферми від навантаження

Таблиця 1.2

Навантаження, кН			Оцінка міцності*		Прогини, см		Тріщино- стійкість, ат
Руйнівне	Розра- хункове	Норма- тивне	C	C _Ф	Норматив- ний, f_n	Максима- льний, f_m	
209	109	98	1,6	1,94	$\frac{1}{1450}l$	$\frac{1}{205}l$	Розкриття тріщин при P_n не було

* Див.приклад 1.2

*Приклад 1.13. Дослідження підкрівляної ферми**

Ферма прольотом 18 м виготовлена з бетону марки 800. Схема випробувань ферми показана на рис.1.86.

* Приклад наведено за матеріалами досліджень ДП НДІБК.

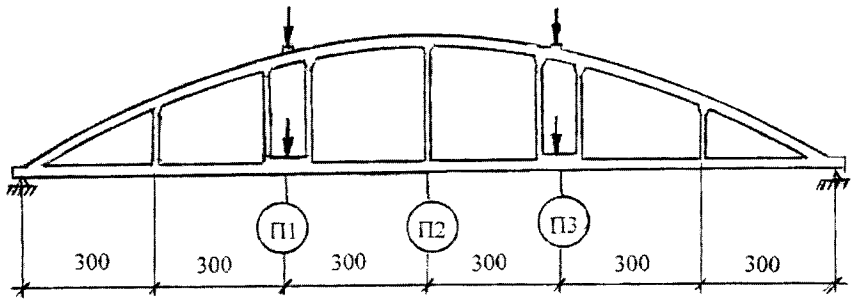


Рис. 1.86. Схема випробування ферми
П – прогиноміри

Графік залежності прогинів ферми за показниками прогиномірів наведено на рис. 1.87.

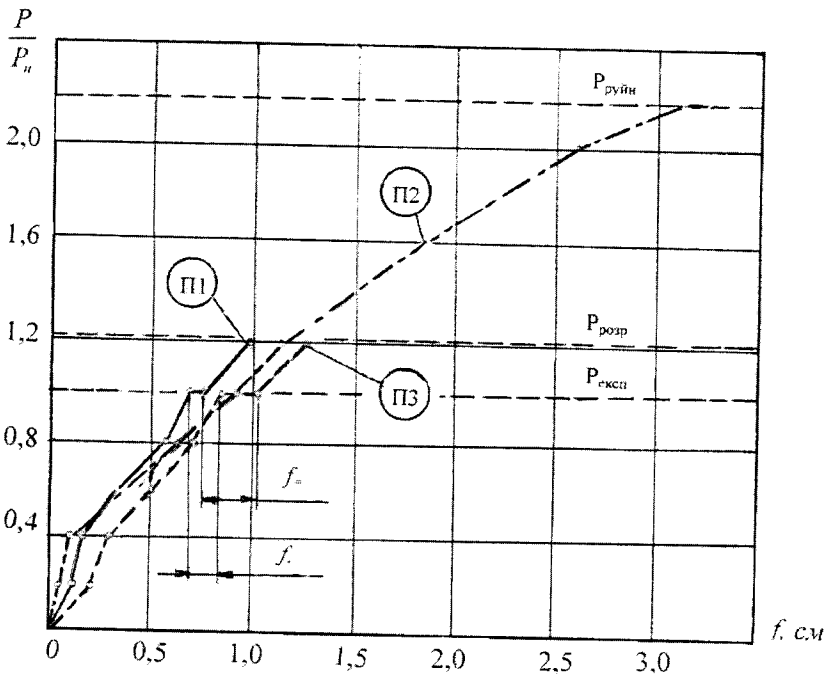


Рис. 1.87. Графік залежності $P/P_n - f$

У цьому прикладі не виконувався аналіз конструктивних властивостей ферми: міцності, жорсткості, тріщиностійкості. Результати випробування ферми цікаві іншим. Уже на першому ступені навантаження $P/P_n = 0,2$ прогиномір П3 показав різкий злам: значно більші переміщення правої половини ферми порівняно з лівою половиною. При подальшому навантаженні ферми ця нерівномірність прогину ферми зберігалась і при нормативному

навантажені P_n становила величину f_- . Програмою випробування передбачалась витримка ступеня навантаження P_n певний час. За цей час прогин ферми в точці 3 зростав значно інтенсивніше, ніж у точці 1, і різниця між прогинами в точках 3 і 1 збільшилася до величини f^* . Зі значною імовірністю можна припустити, що в якомусь місці правої половини ферми одразу почався процес руйнування, кінетика якого зростає, і він був необерненим. При розрахунковому навантаженні $P_{розр}$ візуально було помічено причину нерівномірного прогину ферми: руйнування верхнього пояса ферми поблизу вузла, в якому прикладена сила P . Несуча здатність ферми на цей момент ще не була вичерпана. Прогиномири П1 і П3 зняли і продовжили навантаження ферми. Жорсткість її помітно зменшилась. Якщо при $P_{розр}$ прогин ферми посередині прольоту становив 1,15 см і співвідношення $P_{розр}/f_{розр} = 0,77$, то в момент вичерпання фермою несучої здатності співвідношення $P_{розр}/f_{max} = 1,16$.

Характер руйнування ферми у верхньому поясі біля стояка показано на рис. 1.88.

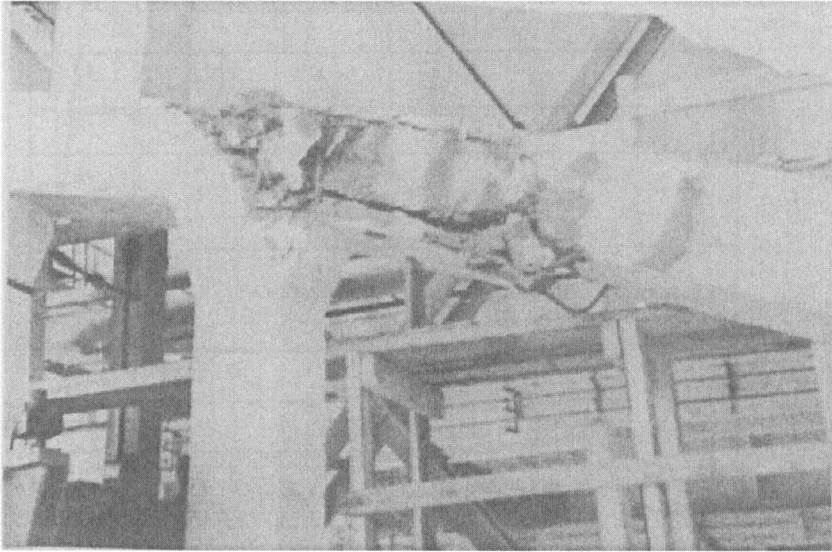


Рис. 1.88. Руйнування верхнього пояса

ЧАСТИНА 2

**ДОСЛІДЖЕННЯ БУДІВЕЛЬНИХ
КОНСТРУКЦІЙ І СПОРУД НА
МОДЕЛЯХ**

Ключем до всякої науки є запитальний знак.
Оноре де Бальзак

Важко відповісти на те запитання, яке очевидне.
Б.Шоу

Не дивлячись на успіхи, досягнуті будівельною наукою в теорії розрахунку конструкцій і споруд, вона не може ще в деяких випадках дати достатньо обґрунтованого аналізу їхньої статички. Це стосується насамперед проектування складних за конструктивним рішенням споруд, наприклад просторових, з використанням нових, мало вивчених матеріалів, нових типів з'єднань у вузлах і т. ін. Для дослідження деформовано-напруженого стану всієї споруди, перерозподілу зусиль між конструктивними елементами, роботи вузлів необхідно провести випробування споруди. Таке випробування натурного об'єкта дослідження трудомістке, потребує значних матеріальних та економічних витрат. Його можна з успіхом замінити випробуванням моделі (модель – від франц. *modele* – зразок), і отримати необхідні відомості для розрахунку нової споруди, конструкції. Теорія моделювання повинна гарантувати точність отриманих результатів експерименту з тим, щоб можна було їх переносити на натурний об'єкт.

КОРОТКИЙ ІСТОРИЧНИЙ НАРИС

Треба звернутися до прадавньої спадщини – «Починання» Евкліда (365 – 300 р. до н. е.). У п'ятій з тринадцяти книжок «Починань» подано загальну теорію пропорцій, а в шостій – пропорційні співвідношення, які використані в теорії подібності фігур.



Моделі для дослідження міцності конструкцій використовувалися ще в далекому минулому. Проблема механічної подібності цікавився, наприклад, архітектор Стародавнього Риму Марк Вітрувій*. У середні віки цьому питанню приділяли увагу Леонардо да Вінчі і Галілео Галілей (згадаємо його міркування про „слабкість гігантів“). Додамо до того, що говорилося в передмові до підручника, таке. Якось Галілей спостерігав за побудовою галери великих розмірів. Виконуючи замовлення, майстер вирішив питання досить просто – він удвічі збільшив кожен елемент і з'єднання. Яке ж було здивування майстра і Галілея, коли велика галера зруйнувалася при спуску на воду.

* М. Вітрувій так сформулював вимоги до будівельних конструкцій: "Користь, міцність, красаота".

До курйозу з моделюванням галери, можна згадати одну з античних легенд, на жаль, пов'язану з трагічними подіями. Мова йде про подію в стародавніх Афінах, коли там спалахнула епідемія чуми. У відчаї мешканці міста звернулися за допомогою до відомого жерця – оракула і отримали вказівку удвічі збільшити віттар у храмі Аполлона. Віттар мав форму куба. Мешканці з небувалою швидкістю спорудили новий віттар з ребром, удвічі більшим від попереднього. Але епідемія тільки посилилася. Мешканці міста з гнівом знову звернулися до оракула за поясненнями і отримали відповідь: «Ви збільшили об'єм віттаря у вісім разів, тоді коли потрібно було у два рази». Вже в XVII – XVIII ст. випробування моделей будівельних конструкцій набули поширення. Так, для встановлення картини руйнування арок Ф. де Лагір і Данізі проводили випробування невеликих моделей арок. Філіп де Лагір запропонував схему руйнування арок у чвертях прольоту внаслідок зсуву середньої треті арки. Пізніше (1732) Данізі на підставі випробувань гіпсових моделей установив дійсний характер руйнування арок – вони розпадаються на чотири частини. На практиці в XVIII і початку XIX ст. проводились випробування вже великих моделей все таких самих арок (Буатар, Гоге, Ронделе). Не можна не згадати видатного Леонарда Ейлера (1707 – 1783), який дав науковому світу багато ідей і безліч наукових досягнень. Він заклав основи механіки суцільних середовищ.

Зробимо перехід через сто років до українського вченого В.Л. Кирпичова (1845 – 1913). В одній із перших своїх праць «О подобии при упругих явлениях» (1874) він вивів умови подібності для пружних тіл. Він довів, що «два тіла, виконані з однакового матеріалу, які були подібні до прикладання до них зовнішніх сил, залишаються подібним і після дії сил, якщо вони розподілені подібним чином по поверхням обох тіл, а величини відповідних сил на одиницю поверхні однакові в обох тілах» (ЖРФЛО, 1874, т. 6, вип.9).



В.Л. Кирпичов

На початку XX ст. В. Л. Кирпичов один з перших проводив дослідження деформацій оптичним методом.

Ми вже згадували академічні приклади моделі арочного моста І.П. Кулібіна, в якій, до речі, можливо, вперше правильно дотримувались умови подібності, і оригінальної моделі ферми

Д.І. Журавського. Вперше результати випробування моделі знайшли практичне втілення в середині XIX ст. Р. Стифенсон, автор проекту відомого моста „Британія”, виконав випробування моделі цього моста (масштаб 1:6), що дало змогу спростити конструкцію прольотної будови. Приклади можна продовжувати, але тут не переслідується мета дати повний історичний огляд цього питання. Стверджувати про створення визначеного напрямку – дослідження на моделях – можна з того часу, як цей метод набув масовості і його результати стали складовою дослідження конструкцій і споруд завдяки їх вірогідності і можливості перенесення на натурні об’єкти дослідження. Сталося це в першій чверті XX ст.

Дослідження В.Л. Кирпичова заклали підвалини теорії моделювання будівельних конструкцій, яка використовується при їх дослідженні на малорозмірних моделях.

МОДЕЛЮВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ І СПОРУД

8.1. Види моделювання

Склалися три напрями моделювання будівельних конструкцій: механічне, фізичне, математичне. Ступінь теоретичного розроблення видів моделювання різна. Найповніше розроблене і частіше застосовується механічне моделювання, яке постійне удосконалюється.

Принцип механічного моделювання полягає у вивченні явищ на моделях однакової фізичної природи з натурою. Він ґрунтується на експериментальних дослідженнях моделей натурних конструкцій, виконаних у певному масштабі. У цьому підручнику докладно розглядається механічне моделювання.

Коротко зупинимось на інших двох видах моделювання.

Фізичне моделювання. В основі фізичного моделювання лежить аналогія явищ, що відбуваються в конструкції, з явищами іншої фізичної природи в моделі: електро-, гідро-, оптична аналогія та ін. Оптична аналогія і методи дослідження моделей на її основі докладно розглянуті в главі 10. Тут коротко зупинимось на електричному моделюванні стрижньових конструкцій з використанням аналогових електромодельовальних мереж з омичних опорів.

Приклад електричного моделювання

Особливістю аналогових сіток є те, що розподіл електричного струму в них установлюється відповідно до розподілу фізичних величин у будівельній конструкції. Розглянемо це на простому прикладі побудови аналогової електричної мережі для балки (рис. 2.1, а).

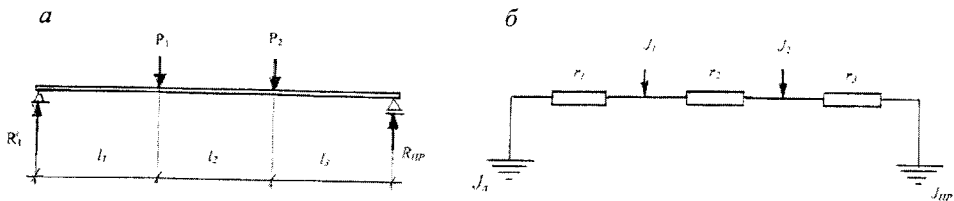


Рис. 2.1. Схема балки (а) та аналогова електрична мережа (б)

Для балки зв'язок між силами P і реакціями має вигляд:

$$R_n = \frac{l_2 + l_3}{l_1 + l_2 + l_3} P_1 + \frac{l_3}{l_1 + l_2 + l_3} P_2; \quad R_{np} = \frac{l_1}{l_1 + l_2 + l_3} P_1 + \frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_2 + l_3} P_2.$$

Для електричної сітки, зображеної на рис. 2.2, б, зв'язок між струмами J_1 та J_{np} через струми J_1 та J_2 має вигляд:

$$J_n = \frac{r_2 + r_3}{r_1 + r_2 + r_3} J_1 + \frac{r_3}{r_1 + r_2 + r_3} J_2; \quad J_{np} = \frac{r_1}{r_1 + r_2 + r_3} J_1 + \frac{r_3 + r_2}{r_1 + r_2 + r_3} J_2.$$

Дві групи рівнянь подібні між собою, тобто електрична схема може бути моделлю-аналогом балки. Вибравши масштаб пропорційності струмів J силам $P - C_p$ і те ж саме - опорів r довжинам $l - C_l$, отримуємо за заміреним електроапаратурою струмом J_1 та J_{np} реакції:

$$R_n = \frac{1}{C_p} J_n \quad \text{та} \quad R_{np} = \frac{1}{C_p} J_{np}$$

Таким чином будуються аналогові електричні мережі для вирішення різних завдань будівельної механіки стрижневих конструкцій.

Математичне моделювання. Цей вид моделювання почав інтенсивно розвиватися із середини минулого століття. Він ґрунтується на створенні спеціалізованих програм для сучасних автоматизованих комплексів, які формалізують поведінку дослідної конструкції під навантаженням. Такі програми дають змогу провести чисельний експеримент на базі великої кількості розрахунків конструкції при цілеспрямованому переборі вихідних параметрів і обмежень нормативного характеру. Таким шляхом можна

отримати оптимальне рішення конструкції із забезпеченням її міцності й жорсткості.

Приклад математичного моделювання

Розглядається використання математичного моделювання для вибору раціональної форми поперечного перерізу несучої конструкції на стадії варіантного проектування. Часто форми поперечних перерізів варіантів конструкцій призначаються вольовим рішенням, і порівняння варіантів здійснюється за відомою номенклатурою техніко-економічних показників. У цьому прикладі пропонується починати порівняння варіантів з вибору форми поперечного перерізу конструкції. Така можливість закладена в комплексі «SCAD-STRUCTURE», який дає змогу отримати розгорнуту характеристику поперечного перерізу у вигляді кількісної оцінки його конструктивних властивостей, що отримали назву факторів.

Оцінка окремого фактора в частках від одиниці означає міру використання відповідної властивості перерізу; вона називається коефіцієнтом використання властивості. Загальна сума коефіцієнтів використання свідчить про рівень технічного рішення конструкції. Окремі коефіцієнти використання свідчать про наявність резервів поліпшення конструктивного рішення. Користуючись цим, є можливість удосконалити форми поперечного перерізу з підвищенням окремих визначальних для нього коефіцієнтів використання наведених факторів.

Реалізація факторіальної методики порівняння варіантів. Виконується порівняння варіантів нерозрізного ригеля рами одноповерхової трипрольотні будівлі (рис. 2.2).

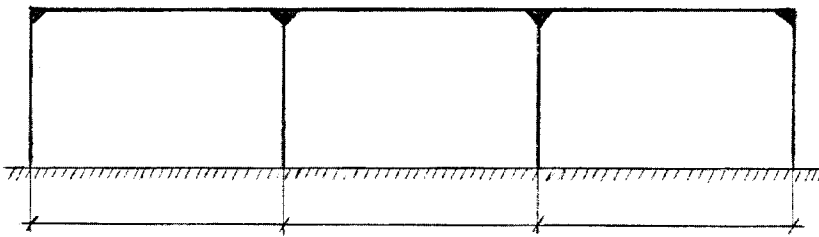


Рис. 2.2. Поперечна схема будівлі

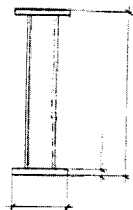
Усі вихідні дані за варіантами однакові. Обов'язкові умови співставлення варіантів такі: рівність крайових напружень у розрахункових перерізах і рівність жорсткостей ригелів. Розрахунки виконано за СНиП II-23-81*. Розглядалися два варіанти поперечного перерізу ригеля: 1) двотаврова балка з хвилястою стінкою; 2) двотаврова прокатна балка. Розміри і геометричні характеристики варіантів перерізів подано на рис. 2.3.

$$F = 104,6 \text{ см}^2$$

$$W = 3542 \text{ см}^3$$

$$J = 138484 \text{ см}^4$$

$$\sigma = 216,5 \text{ МПа}$$



$$F = 164,7 \text{ см}^2$$

$$W = 3645 \text{ см}^3$$

$$J = 125930 \text{ см}^4$$

$$\sigma = 206 \text{ МПа}$$

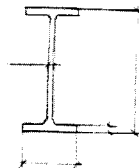
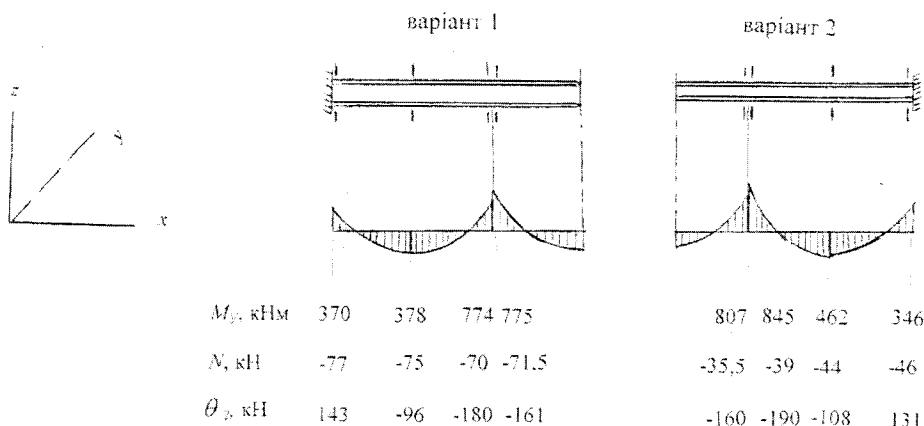


Рис. 2.3. Варіанти перерізів ригеля

Номенклатура факторів і коефіцієнти використання за варіантами, поданими автоматичним комплексом, зведені в табл. 2.1. Схема ригеля, позначення перерізів і розрахункові зусилля в них показані під схемою. Деяка різниця у величинах розрахункових зусиль за варіантами спричинена навантаженням від власної маси ригеля.



Таблиця 2.1

Фактори	№ поз.	Коефіцієнти використання в перерізах							
		1-1	2-2	лв. 3-3 пр.		лв. 3-3 пр.		2-2	1-1
Міцність при сумісній дії згинальних моментів і поздовжнього зусилля	1	0,41	0,38	0,77	0,82	0,79	0,79	0,42	0,34
Міцність при дії моменту M_y	2	0,38	0,35	0,75	0,79	0,79	0,79	0,41	0,34
Міцність при дії зусилля θ_z	3	0,57	0,38	0,71	0,64	0,13	0,15	0,09	0,10
Стійкість при стискуванні в площині XOY	4	0,03	0,06	0,03	0,03	0	0	0	0
Стійкість при стискуванні в площині XOZ	5	0,03	0,03	0,02	0,03	0	0	0	0

Фактори	№ поз.	Коефіцієнти використання в перерізах							
		1 – 1	2 – 2	лв. 3 – 3 пр.		лв. 3 – 3 пр.		2 – 2	1 – 1
Стійкість з площини дії M_y при позациентрованому стискуванні	7	0,40	0,61	0,33	0,12	–	0,03	–	–
Стійкість плоскої форми згину	8	0,38	0,73	0,75	0,79	0,79	0,79	0,41	0,34
Гранична гнучкість у площині XOY	9	0,37	0,80	0,40	0,41	0,13	0,12	0,25	0,12
Гранична гнучкість у площині XOZ	10	0,10	0,22	0,11	0,11	0,15	0,14	0,29	0,13
Загальна сума коефіцієнта використання	11	3,00	3,89	4,14	3,83	2,78	2,84	1,87	1,37
Середній коефіцієнт використання (без поз. 4 і 5)	12	0,367	0,475	0,511	0,471	0,463	0,473	0,312	0,228

Аналіз коефіцієнтів використання. З десятих факторів (поз.1÷10) для ригеля з хвилястою стінкою два з них (поз. 4 та 5) неістотні. Для ригеля з прокатного профілю неістотним в доповненні до них є поз. 6 та 7. Це логічно, оскільки поздовжня стійкість елементів, що працюють переважно на згин, не є визначальною, особливо для прокатних профілів. З факторів, які залишилися, переважаючі в пер. 3 – 3 такі: міцність при сумісній дії згинальних моментів і поздовжньої сили (поз.1); міцність при дії поперечного зусилля (поз. 3); стійкість плоскої форми згину (поз. 8), тобто ті фактори, від яких головним чином залежить несуча здатність конструкції. Ці фактори становлять $2,23/3,54 \rightarrow 60\%$ і $1,73/2,84 \rightarrow 60\%$ від сум коефіцієнтів використання відповідно для 1-го і 2-го варіантів ригеля. Значно більша загальна сума коефіцієнтів використання варіанта 1 (4,14) порівняно з варіантом 2 (2,84) гарантує більшу надійність варіанта 1. У системі показників коефіцієнтів використання конструктивних факторів перевага варіанта 1 становить $4,14/2,84 \rightarrow 46\%$.

Порівняння витрат матеріалу. При незначній різниці між геометричними характеристиками варіантів поперечних перерізів $W_2/W_1 = 1,03$ і $J_2/J_1 = 0,91$ площа F_1 суттєво менша від F_2 : в перерізі 3 – 3 $F_2/F_1 = 1,52$. Збільшення витрат матеріалу на варіант 2 з позиції міцності і жорсткості ригеля становить відповідно 46% і 64%.

Висновок. Обґрунтування ефективного варіанта на етапі вибору форми конструкції і поперечного перерізу елемента сприятиме вибору раціональної конструкції, від чого залежить масоутворення її, що відображається на техніко-економічних показниках.

8.2. Три напрями механічного моделювання

Перший напрямок. Моделювання розрахунку. Це заміна аналітичного розрахунку випробуванням моделі, тобто в цьому випадку моделювання є методом розрахунку, а модель – лічильно-вирішувальним пристроєм для вирішення завдання, яке є метою експерименту. Це так званий «експериментальний розрахунок».

Приклад експериментального розрахунку

Досліджується модель перекриття на поперечний згин і стійкість. Перекриття трактується як система ортогонально перехресних стержнів (рис. 2.4). Завдання експериментального розрахунку:

- 1) щодо згину – розкрити статичну невизначеність системи;
- 2) щодо стійкості – встановити форму втрати стійкості і визначити ейлерову силу.

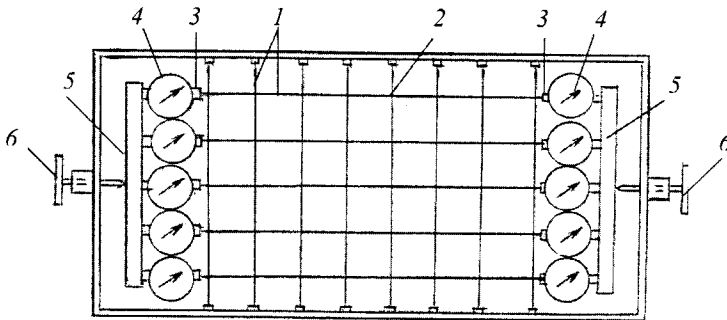


Рис. 2.4. Принципова схема пристрою для експериментального розрахунку моделі

Модель перекриття утворюється зі сталевих стрижнів 1 круглого перерізу, з'єднаних у вузлах 2 та закріплених на опорах 3 до контуру пристрою. Зусилля в поперечних стрижнях утворюються при переміщенні кареток 5 мікрогвинтами 6 і фіксуються динамометрами 4.

Момент втрати стійкості і відповідна цьому ейлерова сила визначаються за показниками динамометрів: каретки продовжують зближуватися, а зростання сил на динамометрах припиняється. Поперечні деформації стрижнів і форму втрати стійкості встановлюють вимірюванням переміщень.

Результати «експериментального розрахунку» дали змогу встановити граничний стан перекриття, який став основою статичної конструкції.

Другий напрямок. Експериментальні дослідження дрібнорозмірних моделей. Тут моделювання не відбувається. Розраховується і створюється дрібнорозмірна модель. Експериментально на моделях перевіряються нові методи розрахунку, розрахункові схеми. Власне, розміри конструкції, яка випробовується, значення не мають. Сама модель по відношенню до теоретичних методів розрахунку, які перевіряються, є натурою. Мета експерименту: підтвердити, обґрунтувати правильність, коректність спрощень, припущень тощо, прийнятих у новому методі розрахунку; оцінити міру впливу внесених в метод розрахунку змін на точність нового методу. Те, що спостерігається в дрібнорозмірній конструкції, точно так буде і в конструкціях натурних розмірів. Буквально переходу від моделі до природи тут немає. Техніка виготовлення і випробування дрібнорозмірних конструкцій не відрізняється від проведення експерименту при моделюванні конструкцій. Організувати і здійснити експеримент дрібнорозмірної моделі значно простіше й економічніше, ніж натурної конструкції.

Приклад. Дослідження алюмінієвої ферми

Цей приклад є змістом лабораторної роботи «Випробування алюмінієвої ферми» згідно з навчальним планом дисципліни «Випробування та обстеження будівельних конструкцій і споруд» по спеціальності «Промислове та цивільне будівництво». Випробувальна установка показана на рис. 1.39.

Об'єкт дослідження. Ферма з алюмінієвого сплаву АМгМ, всі елементи виконані з парних кутиків $20 \times 20 \times 1,9$ мм, проліт – 360 см, висота – 41 см.

Розрахунок ферм припускає, що вузли ферми шарнірні, осі стрижнів прямолинійні, розташовані в одній площині і перетинаються у вузлах в одній точці (центрі вузла). Стрижні такої ідеалізованої системи працюють тільки на осьові зусилля, напруження від яких розподіляються в поперечних перерізах елементів рівномірно (рис.2.5, а).

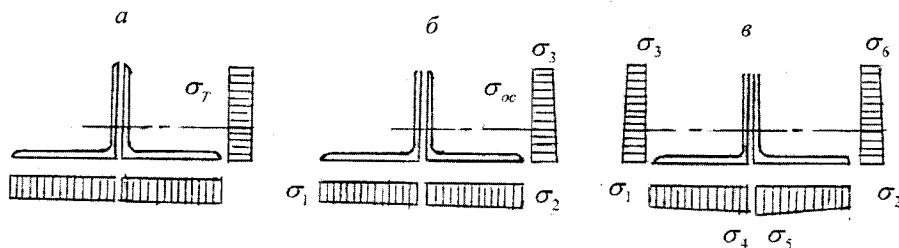


Рис. 2.5. Епюри напружень у перерізах елементів

У зв'язку з наявністю початкових викривлень елементів і ексцентриситетів у стрижнях ферм з'являються згинальні моменти, від яких напружений стан стрижнів по їхній довжині змінюється, і може стати, наприклад, таким посередині довжини, як показано на рис. 2.5, б, поблизу вузлів. Внаслідок формування потоків внутрішніх зусиль при переході їх з елементів на фасонки формується відповідний до цього напружений стан (рис. 2.5, в), на характер якого впливає можлива нерівномірність передавання зусиль з кожного кутика.

Фактична жорсткість вузлів впливає на загальну жорсткість ферми. Кількісну оцінку зміни жорсткості ферми можна отримати тільки її випробуванням.

Мета дослідження зумовлена умовністю розрахункової схеми ферми:

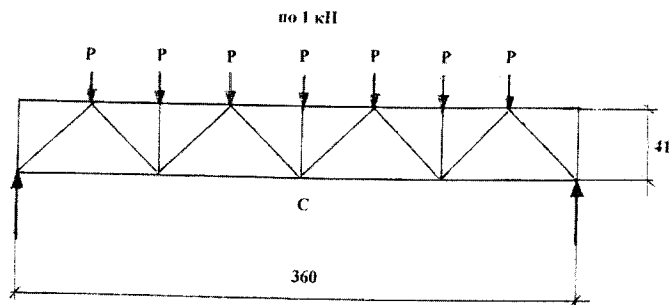
- 1) установити дійсний напружений стан стержнів ферми;
- 2) оцінити теоретичну і фактичну жорсткість ферми.

Лабораторна робота складається з теоретичної та експериментальної частин.

Теоретична частина:

1. Розрахунок за міцністю

Статичний розрахунок ферми. Визначення зусиль у стрижнях $N_{p,i}$.



Визначення осьових напружень σ_{mi} у стрижнях.

2. Розрахунок за жорсткістю

Прогин ферми в середині прольоту:

$$f_t = \sum^n \frac{N_{p,i} \cdot N_{p=1,i} \cdot l_i}{(EF)_i}, \quad (2.1)$$

де $N_{p=1,i}$ – зусилля в стрижнях ферми від $P = 1$, прикладеної в середині прольоту в точці С;

$(EF)_i$ – жорсткість i -го стрижня;

n – кількість стрижнів.

Експериментальна частина. Загальний вигляд експериментальної установки показано на рис. 1.39, а.

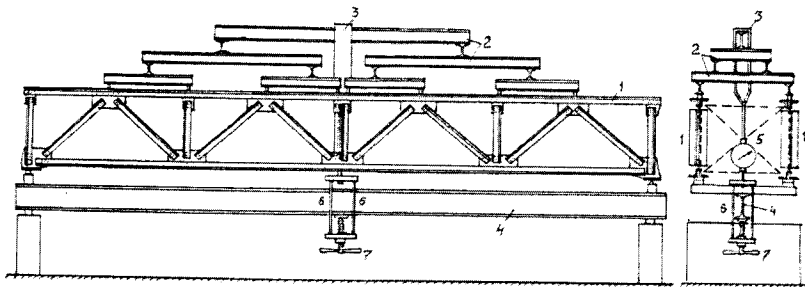


Рис. 2.6. Схема експериментальної установки

- 1 – моделі ферми; 2 – навантажувальні траверси; 3 – хомут;
 4 – опорна траверса; 5 – динамометр; 6 – реверсивний пристрій;
 7 – завантажувальний мікрогвинт

Фібри деформації по контурах поперечних перерізів стрижнів фіксуються тензометруванням. Прогин ферми посередині прольоту (в точці С) замірюється прогиноміром ПАО-6. Схема розміщення вимірювальних приладів показана на рис.2.7.

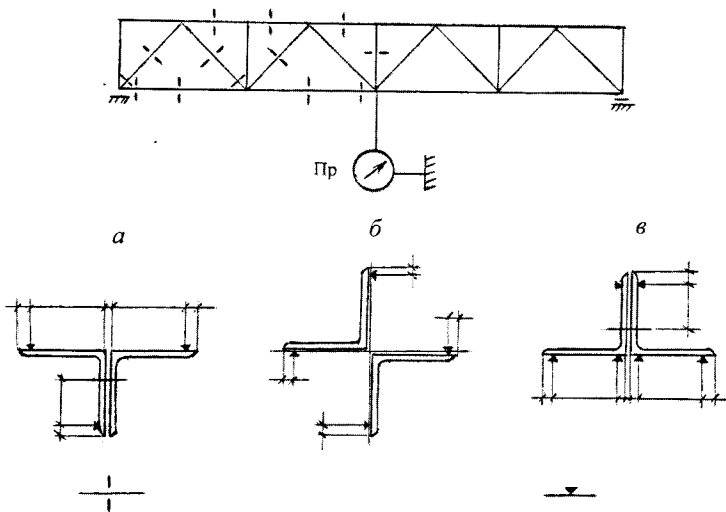


Рис. 2.7. Розміщення приладів на фермі:

- а – в середині довжини стрижнів; б – в середній стійці;
 в – по контуру перерізів поблизу вузлових фасонки

Запис показників з прогиноміра і вимірювача деформацій СИИТ-3 здійснюється на кожній ступені навантаження: $P = 0,25 \text{ кН}; 0,5 \text{ кН}; 0,7 \text{ кН}; 1,0 \text{ кН}$. Після розвантаження записують контрольні показники.

За результатами випробування будують епюри напружень у поперечних перерізах стрижнів. Знаходяться осьове напруження σ_{oc} , значення додаткових напружень ($\sigma_N - \sigma_{oc}$).

Теоретичну і фактичну жорсткість ферми зіставляють на графіку «навантаження – прогин».

Третій напрямок. Моделювання конструкцій і споруд.

Експериментально досліджується модель, виконана у визначеному масштабі по відношенню до натурної конструкції, споруди. Моделювання являє собою заміну натурального об'єкта на його схематичну модель і дослідження переміщень, кутів поворотів, деформацій (напружень) у цій моделі, зумовлених змодельованим зовнішнім навантаженням. Схематичність моделі полягає в тому, що в ній відображаються лише такі особливості природи, які фігурують у розрахунковій схемі природи. Зовсім не обов'язково, наприклад, абсолютно точно повторювати форму поперечних перерізів елементів моделі й природи, достатньо при простіших за формою поперечних перерізах елементів моделі дотриматися співвідношення жорсткостей елементів у моделі, як у природі. Результати дослідження моделі переносяться на природу за встановленими умовами подібності. В главі 9 підручника наведені приклади дослідження конструкцій і споруд відповідно до третього напрямку механічного моделювання.

8.3. Дослідження конструкцій і споруд на моделях

Особливість цих досліджень полягає в тому, що їх проводять на мікрооб'єктах порівняно з натурною. Проект моделі це мікропроекування, що потребує особливого підходу і набуття необхідних навичок (менталітет звичайного проектування може стати на заваді). Сам процес випробування моделі значно „делікатніший”. Наприклад, було дуже непросто провести випробування моделі висячої оболонки покриття гаражу (рис. 2.8) при товщині оболонки всього 3 мм.

Унікальне висяче залізобетонне покриття здійснено за проектом Київпромбудпроект за участю НДІБК. По периметру гаражу встановлено 84 колони з кроком 6 м, на які спирається залізобетонне нижнє опорне кільце, що працює на позacentровий стиск. На центральній башті встановлено верхнє сталеве опорне кільце, що працює на розтяг. Оболонка створена 84 вантами, на

які спираються ребристі залізобетонні плити 17 типорозмірів. Для вивчення роботи оболонки, зокрема „контурних ефектів” у місцях закріплення оболонки на верхній і нижній опорні контури, була досліджена модель оболонки в масштабі 1:10. Результати дослідження моделі при різних навантаженнях (особлива увага приділялася кососиметричним) використані при проектуванні покриття гаража.

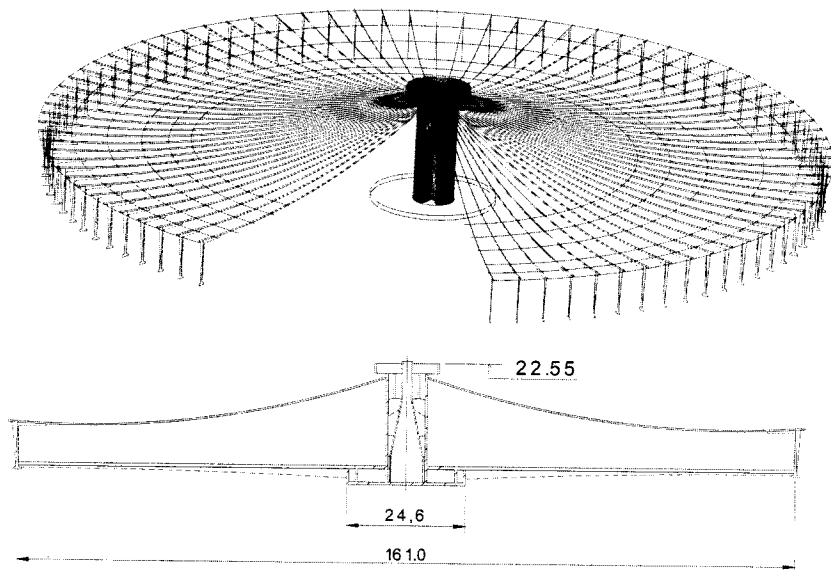


Рис. 2.8. Гараж для автобусів у м. Києві

Методика випробування моделей загалом мало відрізняється від випробування натурних об’єктів, але зрозуміло, що існують інші вимоги до експериментальної установки, до вимірювальних пристроїв та їх кріплення на моделі та т. ін. Студенту пропонуються основи організації і проведення досліджень будівельних конструкцій і споруд на моделях з прикладами таких досліджень. Результати дослідження пружно лінійних завдань на моделях не викликають особливих нарікань. Стан почав змінюватися, коли об’єктом дослідження виявилась робота конструкцій поза лінійною залежністю між деформаціями і напруженнями в матеріалах. Поряд з іншими факторами тут суттєву роль відіграє значно більша в моделях випадковість властивостей

матеріалів порівняно з цим фактором у натурних об'єктах. Цьому питанню пильну увагу почали приділяти з 60-х років минулого століття. Але широкого проникнення в практику моделювання будівельних конструкцій врахування випадкових ефектів ще не набуло. В основному експеримент на моделях залишився на детерміністичних позиціях. З цих позицій ми й ознайомимося з моделюванням будівельних конструкцій. Звичайна послідовність і зміст робіт при моделюванні визначаються відповідно до схеми (рис. 2.9).

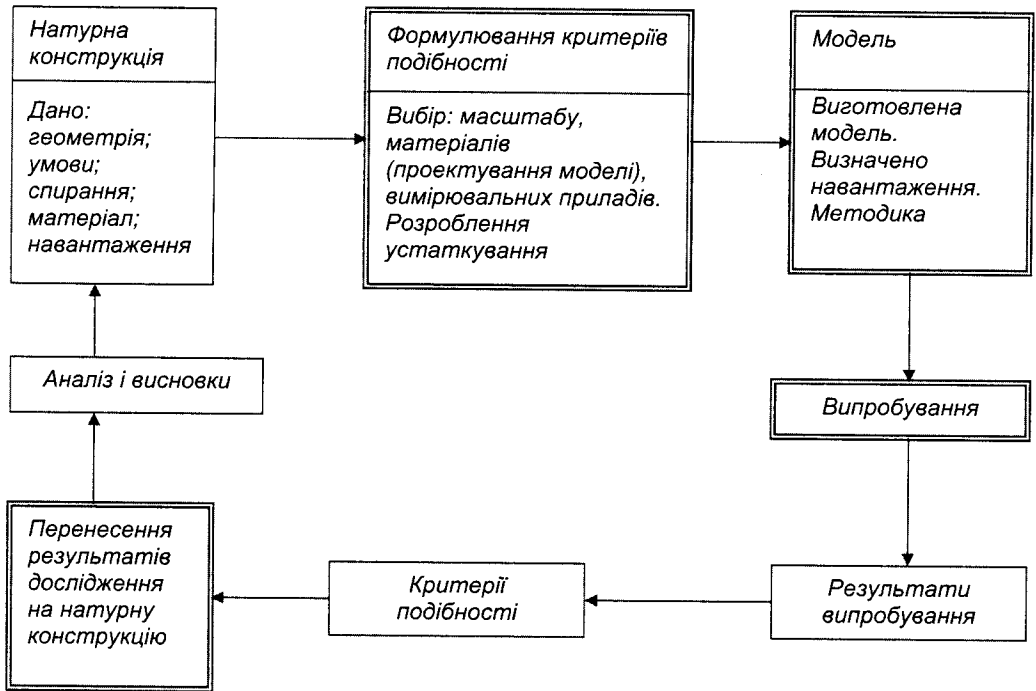


Рис.2.9. Послідовність дослідження конструкції на моделі

Вірогідність результатів дослідження стосовно натурної конструкції (а без цього дослідження нічого не варте) залежить від правильного виконання його на кожному етапі, але особливу увагу треба приділити тим з них, які виділені на схемі подвійною лінією.

Основна сфера застосування досліджень на моделях – це вивчення напружено-деформованого стану та характеру руйнування переважно нових конструкцій і споруд: нової, оригінальної, незвичайної форми з невизначеною

статикою; з нових матеріалів; із застосуванням нових з'єднань тощо, для яких недостатньо існуючої розрахункової бази. З досліджень отримують дані, яких бракує для розроблення методу розрахунку конструкції чи споруди.

Феноменологічний характер руйнування. Фактична міцність конструкції визначається величиною навантаження, при якому відбувається її руйнування. Феномен руйнування полягає в тому, що фізичні й геометричні фактори, впливаючи на величину граничного навантаження в системі „натура – модель”, впливають несуттєво або зовсім не впливають на схему зламу при випробуванні натури і моделі. Тобто руйнування має стабільну форму. Цей дуже важливий фактор установлений і підтверджений численними дослідженнями.

Згадаємо, що момент руйнування конструкції відповідає такому її стану, коли порушується рівновага між роботою зовнішнього навантаження на переміщеннях і роботою внутрішніх зусиль на деформаціях. Отримавши експериментальним шляхом величини переміщень і деформацій близько до початку руйнування моделі, можна виконати кінематичний аналіз граничної міцності моделі. Перенесення цього результату на натуру дає змогу розробити чи виправити метод її розрахунку і встановити запас міцності.

Необхідність проведення випробування натурального об'єкта одночасно з його моделлю залежить від різних чинників. Найбільш цінні наукові результати дають комплексні дослідження моделі (чи моделей різного масштабу) і натури. І не тільки для дослідження об'єкта, а й для удосконалення досліджень на моделях.

8.4. Теоретична основа моделювання

Теоретичною основою моделювання є теорії подібності та розмірностей. Що стосується дослідження на моделях напружено-деформованого стану конструкції чи споруди, то ці теорії встановлюють співвідношення між геометричними розмірами, фізико-механічними характеристиками матеріалів, навантаженнями та іншими параметрами натури і моделі. Використовуючи ці

співвідношення, можна переносити явище, встановлене на моделі, на її натурний аналог. Всі явища описуються рівняннями. З'ясуємо, до якого виду повинні належати рівняння, щоб можна було з ними виконувати цю операцію.

Припустимо, ми розглядаємо два явища, які описуються рівняннями:

$$F(x'_1, \dots, x'_n) = 0; \tag{2.2}$$

$$F(x''_1, \dots, x''_n) = 0. \tag{2.3}$$

У випадку подібності цих двох явищ обов'язково мають місце масштабні перетворення типу:

$$\begin{aligned} x''_1 &= C_1 x'_1; \\ \dots & \\ x''_n &= C_n x'_n. \end{aligned} \tag{2.4}$$

Тоді рівняння (2.3) можна записати так

$$F(C_1 x'_1, \dots, C_n x'_n) = 0. \tag{2.5}$$

Сумісна рівність нулю рівнянь (2.2) і (2.5) можлива лише за умови, що

$$F(C_1 x'_1, \dots, C_n x'_n) = \phi(C_1, \dots, C_n) F(x'_1, \dots, x'_n). \tag{2.6}$$

Умова (2.6) показує, що подібність явищ можлива тоді, коли масштабні перетворення невідомих призводять до якогось масштабного перетворення всієї функції. Функції, що володіють вказаною можливістю, зветься гомогенними, а рівняння типу (2.2) і (2.3) – гомогенними рівняннями.

Рівняння, що описують фізичні явища в будівельних конструкціях, гомогенні. Тому з ними можна виконувати розглянуті вище перетворення. При цьому одне з рівнянь описує явище в натурі, а інше – в моделі.

Розглянемо нескладний приклад подібності конструкції і моделі, а саме балки, що працює на згин. Рівняння зігнутої осі балки:

натурної $E^H I^H \frac{f^H}{(dx^4)^H (L^4)^H} = q^H(x); \tag{2.7}$

моделі $E^M I^M \frac{f^M}{(dx^4)^M (L^4)^M} = q^M(x). \tag{2.8}$

Зі сказаного вище можна записати (відкинемо знаки диференціалів), користуючись правилом заміни:

$$C_E = \frac{E^H}{E^M}; \quad C_I = \frac{i^H}{i^M}; \quad C_f = \frac{f^H}{f^M}; \quad C_L = \frac{(L^H)^4}{(L^M)^4}; \quad C_q = \frac{q^H}{q^M}. \quad (2.9)$$

Виразимо з їх допомогою величини в рівнянні осі зігнутої натурної балки і отримаємо:

$$\frac{C_E E^M \cdot C_I I^M \cdot C_f \cdot f^M}{(C_L \cdot L_M)^4} = C_q \cdot q^M. \quad (2.10)$$

Записуємо всі масштабні перетворення в один множник:

$$\left(\frac{C_E \cdot C_I \cdot C_f}{C_L^4 \cdot C_q} \right) \cdot \frac{E^M \cdot I^M \cdot f^M}{(L^4)^M} = q^M. \quad (2.11)$$

Поділимо (2.8) і (2.11) на q , тоді:

$$E^M I^M \frac{f^M}{(L^4)^M \cdot q^M} = 1; \quad (2.12)$$

$$\left(\frac{C_E \cdot C_I \cdot C_f}{C_L^4 \cdot C_q} \right) \cdot E^M I^M \frac{f^M}{(L^4)^M \cdot q^M} = 1. \quad (2.13)$$

Оскільки рівняння гомогенні, тоді множник:

$$C = \frac{C_E \cdot C_I \cdot C_f}{C_L^4 \cdot C_q} = 1. \quad (2.14)$$

Вирази типу (2.14), в які входять коефіцієнти масштабних перетворень, звуться індикаторами подібності. Кількість індикаторів подібності і склад кожного з них з конкретних коефіцієнтів масштабних перетворень залежить від складності конструкції, яка моделюється, і завдань дослідження.

8.5. Загальні правила моделювання будівельних конструкцій

З розглянутих теоретичних основ механічного моделювання виходять основні вимоги до нього, що забезпечують подібність натурального об'єкта та його моделі. А з цих вимог формулюються загальні правила моделювання, проектування і виготовлення моделей, які розглянуті нижче.

Основні вимоги подібності:

- 1) модель і оригінал повинні бути геометрично подібні;
- 2) діючі на модель навантаження повинні бути подібні навантаженням, що діють на оригінал;
- 3) матеріали моделі та оригіналу можуть бути різними, але вони повинні підлягати закону Гука;
- 4) лінійний масштаб вибирається довільно;
- 5) силовий масштаб одного з видів навантаження може бути довільним, а інші види навантажень моделюються відповідно до цього масштабу.

Розглянемо, як ці вимоги інтерпретуються в загальні правила моделювання будівельних конструкцій для забезпечення подібності натурної конструкції чи споруди та їх моделі. За умови однозначності для забезпечення рівності визначальних індикаторів подібності незалежно від типу конструкції та її напруженого стану необхідно виконати такі умови.

1. Натурна конструкція і модель повинні бути геометрично подібні.

Дотримання цієї умови обов'язкове. В іншому разі буде досліджуватись конструкція із зовсім іншою розрахунковою схемою. Лінійний масштаб m_l вибирається довільно, але він повинен бути однаковим у всіх напрямках і в усіх елементах моделі складної споруди.

На величину m_l впливають конструктивні, методологічні і часто економічні міркування. Досвід свідчить, що на пружних моделях доцільно моделювати стрижневі системи в масштабі $1/10 \dots 1/50$.

2. Стрижневі конструкції, як плоскі, так і просторові, можуть моделюватися з дотриманням повної геометричної подібності стрижнів чи зі збереженням подібності лише в співвідношеннях жорсткісних характеристик елементів системи.

За умови, що вплив поздовжніх зусиль у стрижнях незначний і деформації зумовлені переважно згинальними моментами (чи крутінням, що досить рідко буває в будівельних конструкціях), то необхідно виконувати умову подібності жорсткості поперечних перерізів з використанням відповідного індикатора подібності:

$$\frac{m_{EI}}{m_{GI_k} \frac{1 + \mu_M}{1 + \mu_H}} = 1, \quad (2.15)$$

де I_k – момент інерції на крутіння.

Якщо переважають деформації від нормальних зусиль, то подібність додержується тільки по жорсткості стрижнів на стиск чи розтяг, і масштаб m_{EA} можна назначити довільно. Це найбільш розповсюджений випадок для стрижневих конструкцій з шарнірним з'єднанням стрижнів у вузлах.

Але для дослідження впливу фактичної жорсткості вузлів на напружено-деформований стан стрижнів (у розрахунковій схемі вузли вважаються шарнірними) необхідно дотримуватися в моделі подібності по жорсткостях схожих перерізів відповідних стрижнів натури й моделі. В цьому випадку величини EA , EI , GI_k різні для кожного перерізу.

Саме так треба моделювати елементи зі змінною жорсткістю.

3. Застосування геометрично афінної подібності, тобто різних масштабів по різних координатних осях, можливе у виняткових випадках, якщо це викликано конкретними завданнями дослідження.

4. При моделюванні першого основного завдання теорії пружності (рішення завдання в напруженнях) задаються діючими на модель навантаженнями: зосереджені сили Q , P і моменти M ; розподілені по лінії чи по поверхні q . Усі навантаження та їх розподіл повинні перебувати в однакових співвідношеннях у моделі і натурній конструкції, тобто бути подібними і діяти в схожих точках і місцях. При цьому взаємозв'язок між масштабними множниками різних зовнішніх навантажень визначається такими індикаторами подібності:

$$\frac{m_M}{m_p m_l} = \frac{m_q}{m_p m_l^{-1}} = \frac{m_\sigma}{m_p m_l^{-2}} = \frac{m_Q}{m_p m_l^{-3}} = 1. \quad (2.16)$$

5. При моделюванні другого основного завдання теорії пружності (рішення завдання в переміщеннях) задаються переміщеннями і деформаціями. Їхні величини і розподіл повинні бути в однакових співвідношеннях у моделі і натурній конструкції. Масштаби переміщень по різних координатних осях повинні бути однаковими: $m_u = m_v = m_f$.

6. Часто моделюється змішане завдання. Тоді задається одночасно і навантаження і переміщення. При цьому повинні виконуватися вимоги п.4 і 5.

7. Масштаб одного із зовнішніх навантажень можна вибиратися довільно, а інші види навантажень моделюються у відповідних, залежних від нього, масштабах з обов'язковим виконанням вимог п. 4 і 5.

Наприклад, задалися масштабом m_p , тоді:

$$m_q = \frac{m_p}{m_l}; \quad m_Q = \frac{m_p}{m_l^3}; \quad m_M = m_p m_l. \quad (2.17)$$

8. При однакових коефіцієнтах Пуассона матеріалів моделі і натурі масштабні множники для деформацій і кутів повороту будуть такі:

$$m_\varepsilon = m_\nu = \frac{m_p}{m_E m_l^2}. \quad (2.18)$$

9. При моделюванні навантажень у довільному масштабі не можна забувати про стійкість стрижнів моделі. Про це треба пам'ятати і при визначенні поперечного перерізу стрижнів моделі. Інакше критичний стан стиснутих стрижнів або таких, що працюють на стиск і згин, настане передчасно.

Подібність напруженого стану стрижнів моделі і натурі зберігатиметься при виникненні втрати стійкості за умови виконання масштабних співвідношень:

$$m_\sigma = \frac{m_p}{m_l^2}; \quad m_p = m_l^2 \cdot m_\sigma; \\ m_M = m_l^3 \cdot m_\sigma = m_l \cdot m_p; \quad m_u = \frac{m_p \cdot m_l^3}{m_{EI}} = \frac{m_\sigma \cdot m_l^5}{m_{EI}}, \quad (2.19)$$

де m_u – масштаб переміщень.

Для забезпечення геометричної подібності моделі й натурі після втрати стійкості необхідно, щоб $m_u=1$, тобто

$$m_p \cdot m_l^3 = m_\sigma \cdot m_l^5. \quad (2.20)$$

10. Матеріали моделі і натурної конструкції не обов'язково повинні бути однаковими. Але вони обов'язково повинні підлягати закону пружності і бажано, щоб у них були однакові коефіцієнти Пуассона. Інакше виникає похибка у визначенні напружень. Хоча вона й передбачена, але врахувати її дуже непросто.

Модуль пружності матеріалу моделі, коли матеріали не збігаються, вибирається довільно, але при цьому масштабний множник m_E повинен відповідати вимогам п. 4.

11. До загальних правил проектування моделі належать і правила, що стосуються проектування натурних конструкцій. Згадаємо деякі з них:

- проаналізувати розрахункову схему;
- установити наявність граничних умов (характер спірнання) і наявність крайових ефектів;
- установити наявність початкових деформацій і напружень, а для попередньо напружених конструкцій – характер попереднього напруження та ін.

8.6. Конструювання моделей і стендів

Розглянуті в попередньому параграфі загальні правила моделювання будівельних конструкцій реалізуються при конструюванні моделей. Однак, особливості конструкції натурального об'єкта, його матеріал і напружений стан (а це взагалі може бути відомо надто приблизно), мета дослідження й різні інші фактори вносять у загальні правила моделювання корективи й уточнення. Ознайомимося з деякими практичними рекомендаціями щодо конструювання моделей.

Вибір матеріалу для моделі є одним з основних питань у техніці моделювання. Вибір повинен бути таким, щоб, не порушуючи правил

моделювання, забезпечити рішення завдання дослідження при мінімальних витратах коштів і часу. Досвід моделювання конструкцій і споруд свідчить, що дуже часто виявляється, що достатньо провести дослідження на маломасштабних моделях з пружних матеріалів, необов'язково тотожних матеріалам натурних об'єктів. Це значно розширює можливості моделювання залізобетонних конструкцій.

Так, при моделюванні розрахункової схеми залізобетонної конструкції чи споруди в межах лінійної будівельної механіки зовсім не обов'язково модель виконувати з мікробетону. Більш того, використання мікробетону в моделі ускладнює рішення завдання експерименту. По-перше, немає можливості провести межу між пружною і непружною роботою моделі; по-друге, неможливо визначити розрахункові зусилля (нормальні і поперечні сили, згинальні моменти). Наприклад, необхідно запроєктувати просторову залізобетонну конструкцію (об'ємний блок – такий приклад моделювання і дослідження буде в нас далі).

Задані тільки геометричні розміри конструкції (об'ємного блока). Для розроблення робочих креслень необхідно знати характер розрахункових зусиль, за якими виконується армування. Це можна визначити на маломасштабній моделі конструкції (блоку), виготовленій з оргскла, на якій із застосуванням того чи іншого методу дослідження необхідно встановити характер розрахункових зусиль. Після цього для уточнення дійсної роботи конструкції можна провести дослідження більшої моделі з моделюванням матеріалів (бетону і арматури) – з подібного залізобетону.

Інші обставини виникають за необхідності дослідити залізобетонну конструкцію в граничному стані. Модель обов'язково треба виготовляти з тотожного чи подібного матеріалу, що залежить від масштабу моделі. Враховуючи важливість отримання дійсного характеру руйнування конструкції (на цьому ґрунтується статика конструкції), бажано дослідити більшу модель з тотожного матеріалу, якщо програмою досліджень не передбачено випробування натурального зразка. В моделі необхідно забезпечити подібність межі текучості арматури моделі до арматури натурної конструкції масштабним множником m_m (по межі текучості сталі).

Дослідження попереднього напруження залізобетонних конструкцій на моделях пов'язано зі специфічними особливостями.

Моделі металевих конструкцій автоматично виконуються чи з буквально тотожного чи умовно тотожного матеріалу, коли в металів моделі і природи різна межа текучості. А це необхідно враховувати при дослідженні моделей (натурних конструкцій) у граничному стані. В інших випадках моделювати матеріал немає сенсу, оскільки модуль пружності для всіх сталей однаковий.

Про моделювання дерев'яних конструкцій буде сказано окремо.

Масштаб моделі, як вже відмічалось, довільний. Оскільки матеріали моделей ізотропні, то вплив масштабного фактора несуттєвий. Це стосується і мікробетону, в якому вплив неоднорідності його структури незначно впливає на анізотропію механічних властивостей матеріалу. Тому при виборі масштабу моделі керуються міркуваннями технології виготовлення та (а це може бути визначальним) зручністю розміщення вимірювальних приладів і здійснення навантаження на модель.

Отже, при виборі масштабу моделі слід чітко знати, які прилади будуть застосовані для вимірювання фібрових деформацій, прогинів, переміщень, як саме здійснювати навантаження.

Не можна нехтувати умовами однозначності – спиранням і закріпленням на опорах, конструкцією вузлів, наявністю суміжних елементів (а це зв'язки) тощо. Вони повинні бути ідентичними в моделі і природі. Тобто при конструюванні моделі необхідно одночасно мати на увазі великий комплекс питань, будь-який з них у конкретних умовах може стати визначальним. До цього комплексу питань входить і випробувальний стенд. Його міцність і жорсткість повинні бути в багато разів більші від міцності й жорсткості моделі. На стенді проектується деталі та пристрої, які забезпечують виконання умов однозначності. Ось, наприклад, одна незвична вимога до стенду, яка викликана надзвичайною, як правило, легкістю моделі. Спирання і закріплення моделі на ньому повинні запобігати її вільним переміщенням при доторканні до неї, при облаштуванні приладами, силовим устаткуванням, при проведенні експерименту (наприклад, щоб при однобічному навантаженні не відбувся відрив моделі від опори) і в той же час не змінювати умови однозначності.

Необхідно звернути увагу на здійснення навантаження на модель. Бажано завантажувальні пристрої робити гравітаційними. Навантаження на модель слід передавати безпосередньо (класти на її поверхню чи підвішувати до неї) через важелі, блоки і т. п. Використання динамометрів небажано, оскільки деформації моделі неодмінно внесуть суттєві похибки у величину зусиль.

Як бачимо, при конструюванні моделі і стенду виникають різні технічні запитання. Їх вирішення ускладнюється тим, що виконувати конструювання доводиться в принципах мікропроекування. А це справа достатнього досвіду й навичок

8.7. Виготовлення моделей

При виготовленні моделей значно підвищуються вимоги до дотримання точності загальних її розмірів, розмірів елементів і деталей у з'єднаннях. Індикатор подібності для допусків на відхилення лінійних розмірів дорівнює прийнятому масштабу моделі.

Виготовлення дерев'яних моделей. Крім того, що деревина – анізотропний матеріал, її структурі притаманна наявність природних вад, які в елементах конструкцій стають дефектами. Запобігти цьому в суцільній деревині неможливо, тому конструкційна деревина залежно від виду дефектів, їх кількісного змісту й розміщення в пиломатеріалах розподіляється на три сорти. Вплив вад значною мірою нівелюється в клеєній деревині, але все ж таки залишається, і вона також розподіляється на три сорти, однак її однорідність краща, ніж деревини суцільної.

Неминуча наявність дефектів в елементах дерев'яних конструкцій ускладнює їх моделювання, і воно виконується по-різному для конструкцій із суцільної чи клеєної деревини.

Зі зменшенням лінійних розмірів і поперечних перерізів елементів із суцільної деревини вплив дефектів стає таким, що деревина взагалі перестає бути конструкційним матеріалом, тобто модель стає технічним абсурдом. Практично неможливо підібрати для моделі дрібнорозмірну деревину відповідно до її сортності в елементах натурної конструкції. Але моделювання

дерев'яних конструкцій можливе за умови здійснення всієї моделі з деревини однакової високої якості.

Дослідження такої моделі дає змогу визначити її деформативність, оскільки модуль пружності деревини незначно змінюється в елементах різних розмірів. А деформативність часто для дерев'яних конструкцій є визначальним показником порівняно з несучою здатністю. Індикатор подібності жорсткості між натурою і моделлю відповідає своєму фізичному значенню.

Такого не можна сказати про індикатор подібності міцності моделі й природи. Модель обов'язково (якщо все зроблено правильно) виявить більшу міцність. Перенесення результатів випробування моделі на натурну конструкцію можна здійснювати з урахуванням масштабного коефіцієнта. Гарантійне його значення може бути отримано при накопиченні достатнього досвіду випробування моделей.

Моделі з клеєної деревини потрібно виготовляти із шарів, що мають товщину, зменшену порівняно з натурною конструкцією кратно масштабу моделі. Необхідно виконати вимоги щодо компоновки багатошарового пакета та інші обов'язкові вимоги технологічного регламенту. В такому разі індикатори подібності і за жорсткістю, і за несучою здатністю будуть достовірні. Проте в цих моделях не все так „гладко”, як бажається, тому що змінюється вплив наявності міжшарових клеєвих прошарків, що не може бути промодельовано. Цей нюанс чекає свого вирішення.

Виготовлення металевих моделей. Щодо матеріалу труднощів моделювання не виникає. Для наскрізних конструкцій виготовлення моделей з прокатних профілів може обмежуватися наявним сортаментом. У такому разі профілі для моделі штампують спеціально з листового металу. Додержується індикатор подібності геометричних розмірів та ідентична форма поперечних перерізів природи й моделі. Але метал не той, що в натурній конструкції, і це необхідно враховувати, користуючись результатами дослідження моделі.

Форма поперечних перерізів стрижнів моделі не завжди повинна збігатися з формою перерізів стрижнів натурної конструкції. Якщо, наприклад, метою дослідження є виявлення розподілу зусиль у статично невизначеній складній споруді чи конструкції, то в моделі достатньо запроектувати окремі

елементи чи стрижні з дотриманням подібності їхньої жорсткості до натурального об'єкта. А самі елементи чи стрижні моделі слід зробити значно простішими (див. приклад 2.1).

Необхідно пам'ятати про технологічні особливості виготовлення зварних моделей з дрібнорозмірних профілів і особливо з тонкого листового металу. Режим і технологія зварювання не повинні спричинювати появу теплових напружень і різних викривлень елементів чи стрижнів. Запобігти цьому можна, використовуючи спеціальні види зварювання, а моделі виготовляти в кондукторах, в яких передбачено конструктивні заходи для відвертання термічних деформацій.

Виготовлення моделей залізобетонних конструкцій. Для мікробетону (бетонної суміші) використовується гранітний відсів з крупністю зерен 2 і 5 мм. Заповнювач промивається і висушується. Перед укладанням у форму мікробетон старанно перемішується.

Арматура для моделей застосовується з відпаленого сталевого чи мідного дроту діаметром 0,2 – 0,4 мм. Попереднє натягування арматури здійснюється гвинтовими домкратами з контролем динамометрами малої потужності. Упори для закріплення арматури не слід влаштовувати на формі (опалубці) щоб запобігти її скривленню, їх треба розмішувати на зовнішньому жорсткому контурі.

Ущільнення мікробетону в моделях здійснюється на вібростолах, а і при великих розмірах моделі – спеціальними вібраторами. Тужавіння мікробетону в формах відбувається при природних умовах або із застосуванням режиму термовологого оброблення. Зберігати залізобетонні моделі слід у вологих умовах. Випуски арматури окремих фрагментів, що призначені для збирання конструкції чи споруди, необхідно захистити від корозії (звичайно їх покривають цементним молоком).

Найбільш трудомістким процесом моделювання залізобетонних конструкцій є виготовлення форм для моделей. Для одиночної моделі форма виготовляється з гіпсу. Для моделей зі складним обрисом поверхні краще виготовляти металеву форму, вона точніша й акуратніша, ніж залізобетонна. Для простих конструкцій (балок, колон, деяких типів ферм) форми роблять з

дерева. Конструкція форми повинна забезпечувати зручність розпалублення і виключити при цьому пошкодження моделі.

Виготовлення моделей з органічного скла. Далі студенти ознайомляться з дослідженням напружено-деформованого стану конструкцій на прозорих моделях з використанням поляризаційно-оптичного методу. Моделі для цього виготовляються з оптично-чутливих матеріалів, які при деформуванні набувають властивості подвійного променепереломлення. Одним з таких матеріалів є оргскло (плексиглас).

Оргскло використовується для виготовлення моделей плоских чи просторових конструкцій, які складаються з плоских елементів. Цей матеріал однорідний, і ніщо не заважає отримати на моделі дійсну, неспотворену картину деформацій і напружень. Найпоширенішим для моделювання є оргскло марки СОЛ. З листів вирізують окремі елементи моделі і склеюють їх у модель дихлоретаном. Перед цим окремі елементи ретельно підганяють один до одного. При склеюванні необхідно дотримуватися встановлених технологічних регламентів.

Деякі загальні зауваження до виготовлення моделей. 1. При найретельнішому виготовленні моделі відхилення від проектних величин неминучі. Тому після її виготовлення слід виконати вимірювання і, можливо, скоригувати її розрахунки.

2. Визначити фізико-механічні властивості матеріалу, з якого зроблена модель (навіть за наявності сертифікату). Насамперед це стосується характеристик, які входять в індикатори подібності. Практика свідчить, що розбіжність у значеннях механічних характеристик, як правило, завжди з'являється. Це також впливає на початковий розрахунок моделі.

3. За отриманими в п.2 даними необхідно скоригувати масштабні множники та індикатори подібності.

4. Важко передбачити всі тонкощі, що виникають при моделюванні. Але бажано виявити їх якомога більше, щоб оцінити величину відхилення індикаторів подібності від рівнянь і, відповідно, визначити ступінь наближеності моделювання.

Глава 9.

ПРИКЛАДИ ДОСЛІДЖЕННЯ КОНСТРУКЦІЙ НА МОДЕЛЯХ

Призначення, межа і завдання дослідження будівельних конструкцій на моделях (моделювання) викладені у вступі до частини 2 цього підручника. У цій главі подано приклади практичної реалізації моделювання різноманітних конструкцій і перенесення результатів на натурні конструкції.

*Приклад 2.1. Дослідження металевої споруди **

Споруда в просторі має форму циліндра діаметром 80 метрів, зі сферичним покриттям. Несучими конструкціями споруди є радіально розташовані рами.

Кріплення рам до фундаменту, карнизні вузли і центральний вузол жорсткі. Зв'язки об'єднують елементи каркаса в просторовий жорсткий блок.

У статичному відношенні споруда складна. Необхідно було експериментально перевірити коректність теоретичних передумов з приводу розподілу зусиль в елементах каркаса при несиметричних навантаженнях на споруду. Це дослідження виконано на моделі (рис. 2.10, а). Відповідно до мети дослідження не було необхідності поперечні перерізи елементів моделі робити ідентичними поперечним перерізам елементів натурної споруди (рис. 2.10, в, г). Достатньо було дотриматися подібності їх жорсткості. Це дало змогу значно спростити форму поперечних перерізів елементів моделі (рис. 2.10, г), завдяки чому набагато зменшилася трудомісткість виготовлення моделі. А в конструкціях окремих елементів і вузлів споруди нічого особливого не було.

Для навантажень, схеми яких наведені на рис. 2.11, з'ясовано характер розподілу зусиль в елементах просторової моделі і величини максимальних зусиль в небезпечних перерізах (тобто встановлені ці перерізи) та у вузлах.

* За матеріалами досліджень, виконаних у Київському НДІ будівельних конструкцій.

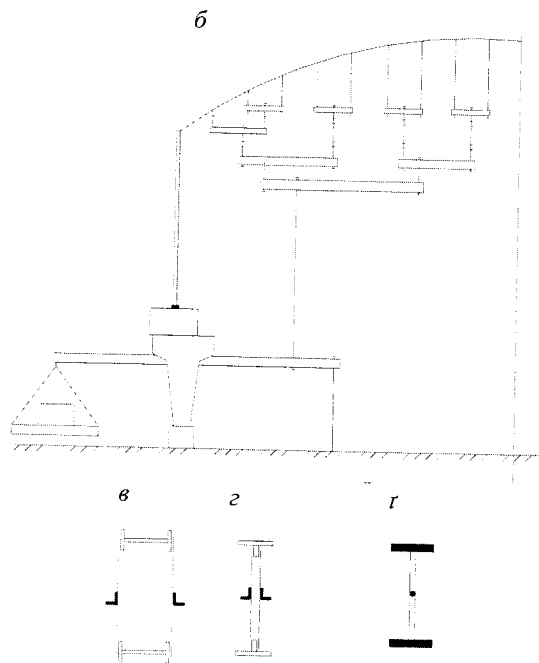
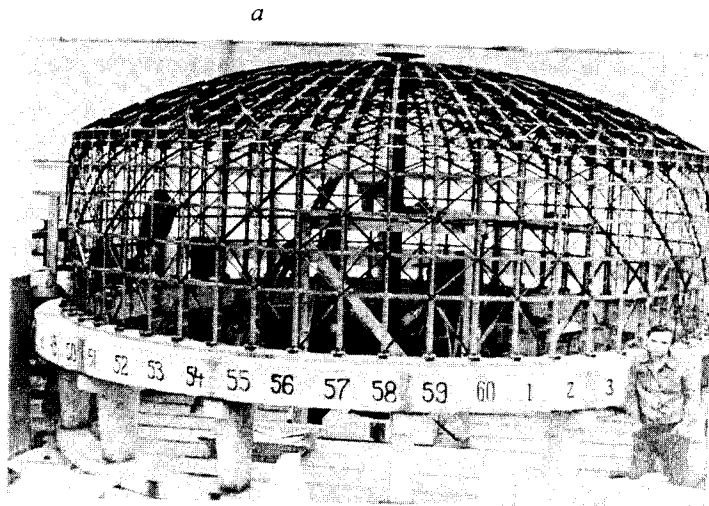


Рис. 2.10. Випробування моделі металевго каркасу споруди:
a – загальний вигляд моделі; *б* – схема завантаження моделі; *в*, *г* – поперечні перерізи відповідно колон та арочних ферм; *г* – поперечний переріз елементів моделі

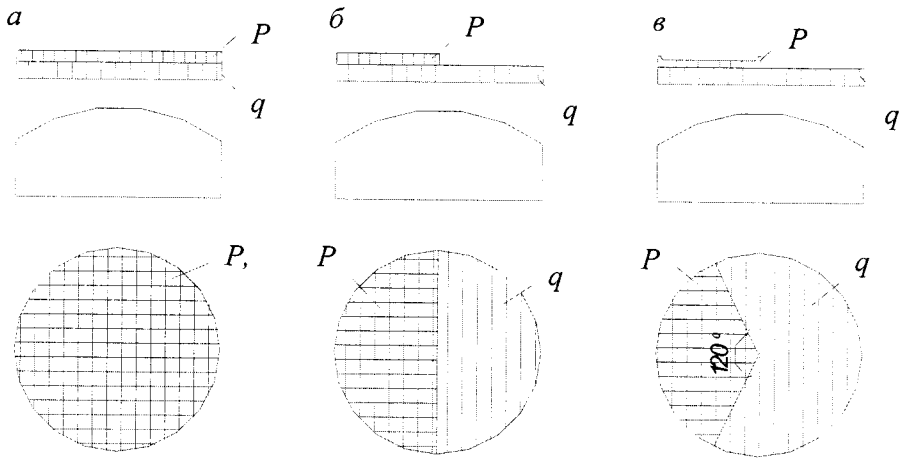


Рис. 2.11. Схеми навантаження моделі:
 q – власна маса; p – сніг

Приклад 2.2. Дослідження моделі фундаменту-оболонки *

Мета роботи: вивчити статику нової конструкції фундаментної плити у вигляді просторової ребристої оболонки. Поздовжні несучі ребра фундаменту-оболонки мають коритоподібну форму. Просторова жорсткість забезпечується поперечними ребрами. Для досягнення мети дослідження достатньо було вивчити роботу моделі з пружного матеріалу. Модель у масштабі 1:10 виготовлена з оргскла (рис. 2.12). Вимірювались такі величини: осідання S верхніх поясів коритоподібних несучих ребер внаслідок переміщень U і повороту α похилих стінок. Тензометруванням визначалися поздовжні зусилля N і згинальні моменти M за довжиною поздовжніх ребер.

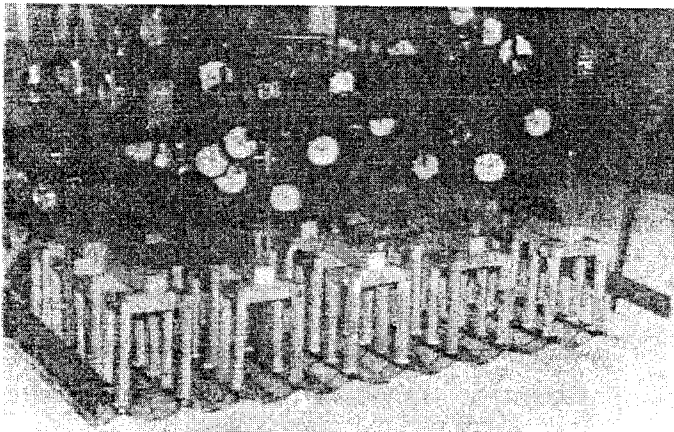


Рис. 2.12. Загальний вигляд установки

* Дослідження проведені в НДІБК м. Києва.

Навантаження за довжиною поздовжніх ребер фундаменту-оболонки здійснювалося через дерев'яні брусочки системою траверс. Прогині закріплені на металевій рамі. Точки, в яких вимірювалися прогини, показані на рис. 2.13, б; перерізи, в яких наклеєні тензорезистори, – на рис. 2.13, в.

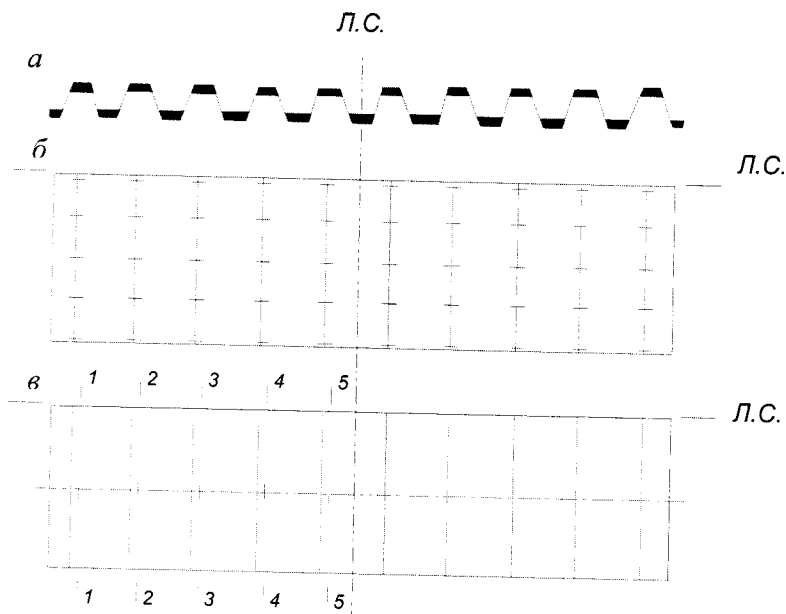


Рис. 2.13. Конструкція моделі і розміщення вимірювальних приладів: а – поперечний переріз; б – розташування прогиномірів; в – перерізи, в яких визначались N і M

Система індикаторів подібності при моделюванні має такий вигляд:

$$\frac{m_q}{m_\alpha m_{\sigma_\phi}} = 1; \quad \frac{m_\alpha m_{\sigma_\phi}}{m_u m_{E_\phi}} = 1; \quad \frac{m_q m_\alpha^2}{m_M} = 1; \quad \frac{m_\alpha m_{\sigma_0}}{m_S m_{E_0}} = 1; \quad \frac{m_q m_\alpha}{m_N} = 1. \quad (2.21)$$

В результаті дослідження були отримані: залежності осідань поперечних перерізів від навантаження – „ $S - q$ ”; залежності – „ $M - q$ ” і „ $N - q$ ” за довжиною поздовжніх ребер. Ці результати допомогли розробити методику розрахунку залізобетонного фундаменту-оболонки.

Приклад 2.3. Дослідження моделей фрагментів перекриття *

Цей приклад демонструє надзвичайно трудомісткі випробування моделей, які виконуються, мабуть, не дуже часто, а й за необхідності. Це наочно підтверджує міркування,

* Дослідження виконані в НДІБК м. Києва.

викладені вище, з приводу ретельності планування, підготовки і проведення експерименту на моделях (не кажучи вже про натурні конструкції).

Досліджувалися дві моделі (рис. 2.14) фрагментів залізобетонного перекриття, в якому запропоновані нові конструктивні рішення. Треба було визначити напружено-деформований стан двох фрагментів покриття, які відрізнялися розмірами, спиранням на опорах і армуванням. Необхідність отримання картин деформацій і прогинів по всій поверхні відбилась на експериментальних установках, тому що не можна було здійснювати рівномірно розподілене навантаження суцільним по всій поверхні моделей.

Методика випробування моделей була однаковою, установки мало відрізнялися між собою. Рівномірно розподілене навантаження імітувалося зосередженими силами, що прикладались дуже густо, але так, щоб не завадити розміщенню індикаторів і тензорезисторів на поверхнях моделей. Здійснювалось навантаження три-, чотирирусною системою траверс. Основні тяжі проходили крізь модель через задалегідь (при виготовленні моделі) передбачені отвори. Знизу під моделлю розташовані важелі з вантажними платформами.

Установки оснащені кількома десятками індикаторів годинникового типу, на їхню поверхню наклеєні сотні тензорезисторів. Випробування унікальні за своїми експериментальними масштабами. Щоб установити початок текучості сталі робочої арматури, на неї також були наклеєні тензорезистори. Нагадуємо, що початок текучості сталі в арматурі є ознакою початку руйнування залізобетонної конструкції, якщо раніше не з'явилися інші ознаки руйнування – недопустимі тріщини в розтягнутій зоні, порушення зчеплення арматури з бетоном, надмірні прогини та ін.

Відповідно до мети дослідження проектування моделей виконано з дотриманням складної системи індикаторів подібності:

$$\begin{aligned}
 \frac{m_q m_\alpha}{m_E m_W} = 1; \quad \frac{m_E m_\varepsilon}{m_\sigma} = 1; \quad \frac{m_q m_\alpha^3}{m_M} = 1; \quad \frac{m_q m_\alpha m_{S_n}}{m_{F_n} m_{\mu_r}} = 1; \\
 \frac{m_q}{m_\sigma} = 1; \quad \frac{m_q}{m_E m_Q} = 1; \quad \frac{m_P}{m_q m_\alpha^2} = 1; \quad \frac{m_q m_\alpha^2}{m_N} = 1; \\
 \frac{m_{\sigma_{TI}} m_{F_{ai}}}{m_{R_{np}} m_\alpha^2} = 1; \quad \frac{m_{R_{np}} m_{I_n} m_{F_n}}{m_{S_n} m_{M_T}} = 1.
 \end{aligned} \tag{2.22}$$

Результати досліджень дали змогу скоригувати розрахунки нових типів перекриття.

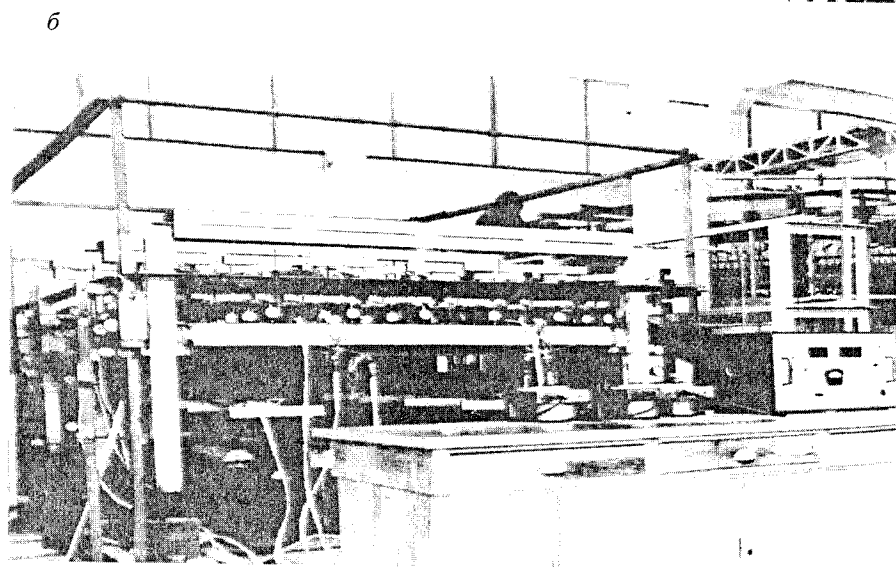
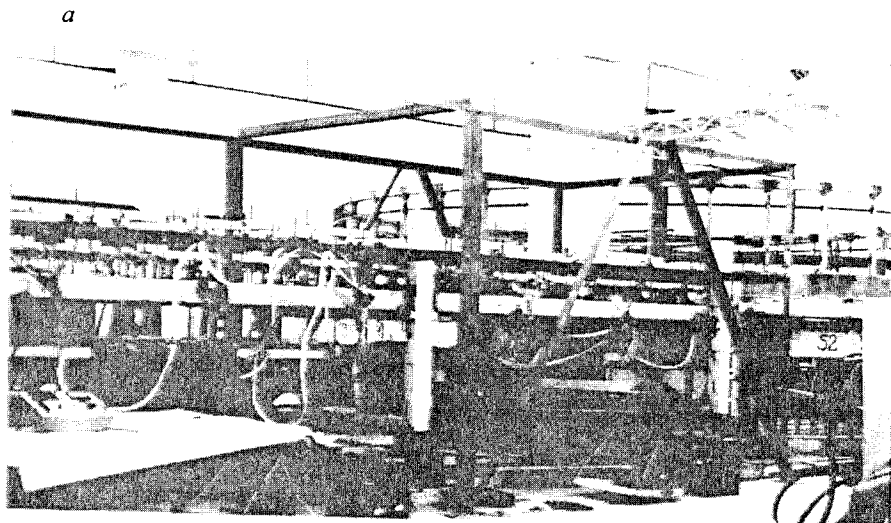


Рис. 2.14. Загальний вигляд експериментальних установок для дослідження моделей фрагментів перекриття:
a – фрагмента №1; *б* – фрагмента №2

Приклад 2.4. Дослідження моделі попередньо напруженої вантової ферми*

Порядок розрахунку ферм (рис.2.15, *a*) такий. Вибирається статично визначена основна система (рис.2.15, *б*) і знаходяться зусилля в її елементах від зовнішніх навантажень та одиничних (невдомих) зусиль у зайвих зв'язках.

* Приклад взято з книги: Трофимович В.В., Пермяков В.А. Проектирование предварительно напряженных вантовых систем. – К.: Будівельник, 1970. – С. 140.

Працездатність вантових ферм з гнучких елементів можлива тільки за умови, що в усіх елементах діють зусилля розтягування при будь-яких комбінаціях зовнішніх навантажень. Це досягається введенням попереднього напруження в зайвих зв'язках.

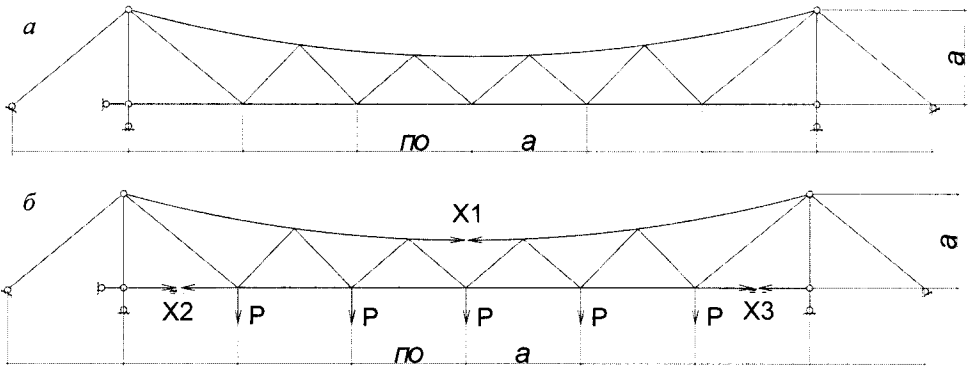


Рис.2.15. Вантова ферма:
а – геометрична схема ферми; б – основна система

При заданій геометричній схемі може виникнути випадок, коли у висхідних розкосах діють зусилля стискування. Тобто ферма стає непрацездатною. Вирішити цю проблему можна двома способами. Суть першого способу полягає в додатковому завантаженні ферм за такою схемою, при якій зусилля у висхідних розкосах ні в якому разі не можуть бути стискаючими. Теоретично таке рішення просте, але практично досягається за рахунок зовнішніх корисних навантажень. Справа в тому, що від додаткового навантаження змінюються зусилля в усіх елементах ферми, навіть незначне збільшення зусиль у низхідних розкосах спричинює суттєве їх зростання в нижньому поясі ферми.

Інший спосіб відновлення непрацездатності вантової ферми полягає в заміні гнучких стиснутих елементів на жорсткі. Це призводить до розподілу зусиль усередині системи, яке відрізняється від проведеного оптимізаційного розрахунку ферми. Виникає необхідність скоригувати розрахунок з дотриманням сформульованих вимог оптимального проектування.

Виконання подібного ітераційного процесу із залученням сучасних обчислювальних комплексів не викликає труднощів.

Для експериментальної перевірки методу розрахунку попередньо напруженої вантової ферми з жорсткими висхідними розкосами були проведені дослідження моделі ферми. Тут, як в одному з попередніх прикладів, не виконувалось буквально моделювання. Запроектована за запропонованим методом малорозмірна вантова ферма. Загальний вигляд експериментальної установки показано на рис. 2.16, а, а схема моделі вантової ферми – на рис.2.16, б.

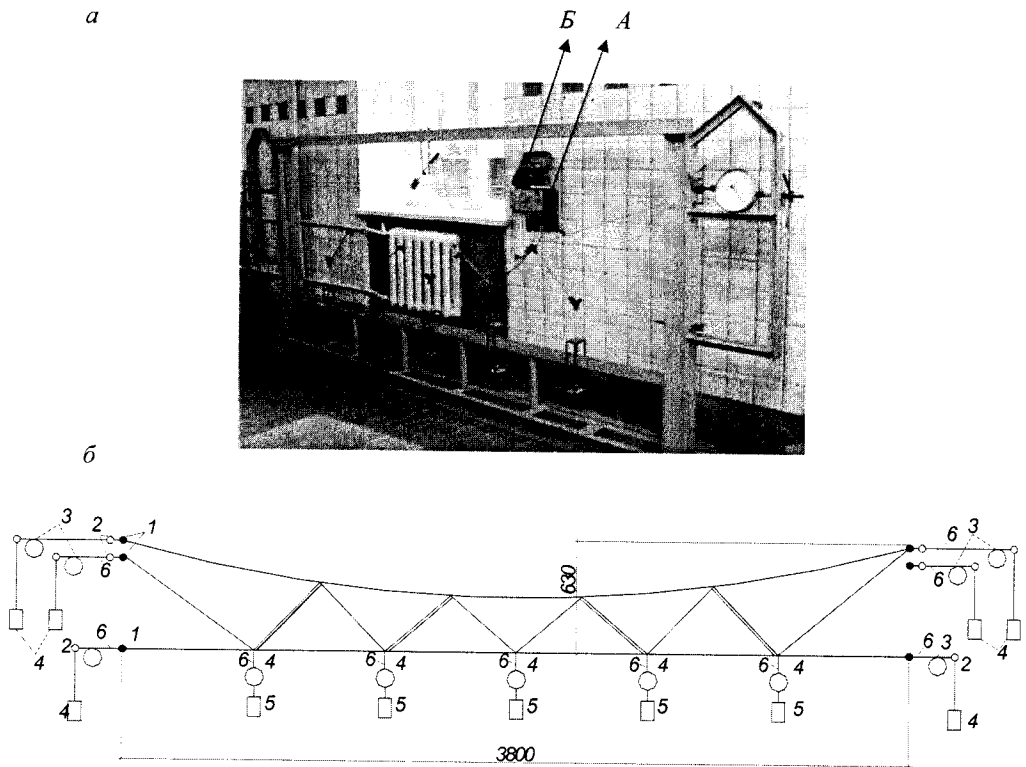


Рис.2.16. Загальний вигляд установки (а) і схема моделі вантової ферми (б):
A – прилад ІПН-6; *B* – прилад ІНА-3
1 – затискачі опорних стрижнів; *2* – ролики; *3* – прогиноміри;
4 – вантажі; *5* – зовнішнє навантаження; *6* – тонкі сталеві дроти

Ферма виготовлена з тросів діаметром 2 мм, стиснуті розкоси – з алюмінієвих труб діаметром 10 мм. Конструкція вузлів ферми забезпечувала шарнірне з'єднання елементів. Опорні стрижні кріпилися до станини затискачами, розташованими на станині. Навантаження моделі відбувалось вантажами, які підвішувались до вузлів нижнього пояса. При цьому тонкі сталеві дроти, перекинуті через шків прогиномірів, одночасно були й дротовим зв'язком прогиномірів ПАО-6 з моделлю. Зусилля попереднього напруження в опорних стрижнях утворювалось додатковими вантажами за допомогою тонких дротів, також перекинутих через шків прогиномірів. Для визначення зусиль самонатягування, що виникають в опорних стрижнях від зовнішнього навантаження, повільно розтискувалися затискачі, і модель врівноважувалась додатковими вантажами до тих пір, поки прогиноміри не показали відліки, отримані до розтискування затискачів. Такий спосіб дав можливість безпосередньо знаходити величини невідомих зусиль в зайвих зв'язках.

Вимірювання зусиль у гнучких елементах моделі проводилось приладами ІПН-6 і ІНА-3 (для взаємного контролю). Вимірювач попереднього напруження (ІПН-6) і вимірювач

натягування арматури (ІНА-3) являють собою портативні електронні частотоміри, оснащені вібрдатчиками електромагнітного типу.

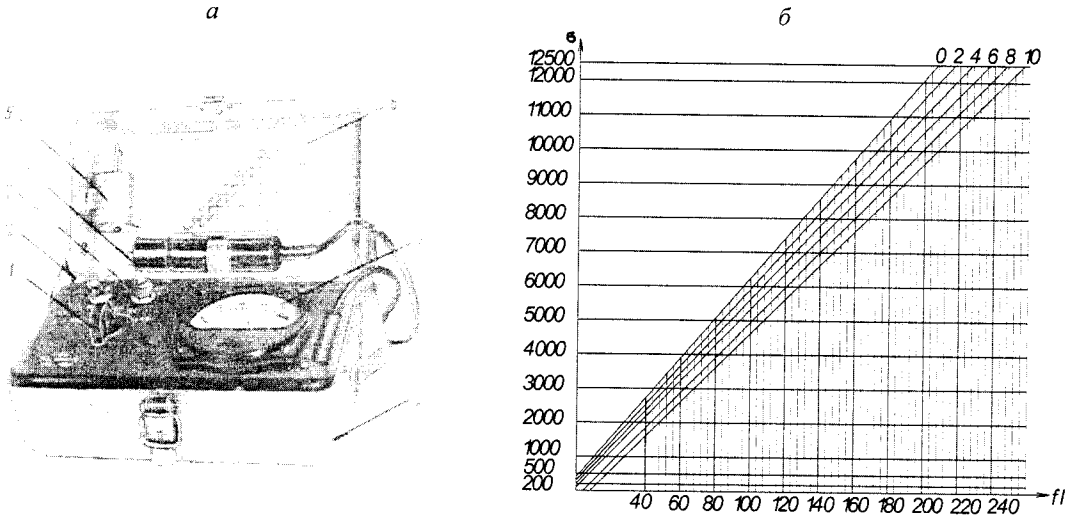


Рис.2.17. Вимірювач натягу арматури ІНА-3:

a – загальний вигляд приладу; *б* – номограма для визначення напружень;
 1 – перемикач діапазонів частот; 2 – перемикач; 3 – ручка настройки; 4 – датчик;
 5 – контрольна котушка; 6 – номограма; 7 – показчик частоти; 8 – корпус

Прилади призначені для вимірювання механічних напружень у струнній і стрижневій арматурі. Докладніше ознайомимося з приладом ІНА-3 (рис.2.17). На лицьовій панелі розміщено показчик частоти, на внутрішньому боці кришки – номограма для визначення напружень по частоті в Гц. Конструкція приладу і рекомендації по його експлуатації дані в паспорті, прилад можна використовувати для вимірювання частот коливань стрижневих сталевих і залізобетонних конструкцій. В останньому випадку на бетонну поверхню наклеюється сталеві пластинка і застосовується контрольна котушка, яка входить до комплексу приладу.

Приклад вимірювання напружень за номограмою. Діаметр троса $d = 2$ мм, довжина панелі нижнього пояса ферми $l = 0,63$ м. Частота коливань $f = 300$ Гц.

На осі абсцис відкладається значення $f \times l = 300 \times 0,63 = 189$; знайдена точка переноситься на похилу лінію, відповідну відношенню $d/l = 2/0,63 = 3,2$. Точка перетину переноситься на вісь ординат і отримуємо $\sigma = 105$ кН/см².

Результати дослідження моделі показали, що залежність між навантаженням, прогинами і зусиллями самонатягу мають лінійний характер. Розбіжність між теоретичними та експериментальними прогинами становила для середнього вузла 6...8%, для крайніх вузлів 12...15%. Розроблена методика розрахунку попередньо напружених вантових ферм запропонована для інженерного використання.

ОПТИЧНІ МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНОГО СТАНУ МОДЕЛЕЙ

10.1. Метод фотопружності

Суть методу. Рішення плоскої задачі теорії пружності полягає у визначенні трьох складових напруженого стану – σ_x , σ_y і τ_{xy} , які задовольняють два диференціальні рівнянням рівноваги:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0; \quad \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} = 0,$$

і умові сумісності

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right) (\sigma_x + \sigma_y) = 0. \quad (2.23)$$

Як видно, рівняння плоского напруженого стану не містять пружних характеристик матеріалу E і μ . Таким чином, при однакових навантаженнях і однакових геометричних формах в однорідних та ізотропних тілах матиме місце один і той самий напружений стан. Це дає змогу переносити результати дослідження, отримані на прозорих моделях, на конструкції натурних розмірів з різних матеріалів з дотриманням умов подібності.

За поляризаційно-оптичним методом можна отримати траєкторії головних напружень σ_1 і σ_2 в будь-якій точці поперечного перерізу моделі і їх величини. Напруження σ_x , σ_y і τ_{xy} через головні напруження виражаються таким чином:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_2 \sin^2 \alpha, \\ \sigma_y &= \sigma_1 \sin^2 \alpha + \sigma_2 \cos^2 \alpha, \\ \tau_{xy} &= (1/2)(\sigma_1 - \sigma_2) \sin 2\alpha, \end{aligned} \quad (2.24)$$

де α – кут між позитивним напрямком осі x і напрямком σ_1 (він знаходиться при аналізі напруженого стану моделі). З рівнянь обчислюються

величини напружень σ_x , σ_y і τ_{xy} в будь-якій точці моделі і, відповідно, натурної конструкції.

Фізична основа методу. Метод ґрунтується на властивості оптично чутливих матеріалів набувати при деформуванні подвійного променепереломлення поляризованого світла. Вимірюючи величину подвійного променепереломлення, яке залежить від деформацій (напружень), можна зафіксувати останні. Оптичне явище подвійного променепереломлення поляризованого світла пов'язане з теорією поширення світлових хвиль у середовищі деформованого ізотропного матеріалу. При проходженні крізь таку прозору пластинку, світлова хвиля розкладається на дві хвилі, які мають взаємно перпендикулярні площини коливань і проходять через пластинку з різними швидкостями.

У кожній точці пластини (моделі) напрямки головних напружень збігаються з головними осями її оптичної симетрії. Величини головних напружень лінійно пов'язані з показниками переломлення хвиль такими залежностями:

$$\begin{aligned}\eta_1 - \eta_0 &= C_1 \sigma_1 + C_2 \sigma_2; \\ \eta_2 - \eta_0 &= C_1 \sigma_2 + C_2 \sigma_1\end{aligned}\quad (2.25)$$

чи

$$\eta_2 - \eta_1 = (C_1 - C_2)(\sigma_1 + \sigma_2),$$

де η_1 і η_2 – головні показники переломлення матеріалу, які пов'язані зі швидкостями поширення світла в цих напрямках;

n_0 – показник променепереломлення в матеріалі за відсутності напружень;

C_1 і C_2 – оптичні коефіцієнти напружень матеріалу.

Абсолютна різниця фаз коливань хвиль, які поширюються в головних напрямках оптичної симетрії матеріалу, дорівнює:

$$\begin{aligned}\eta_1 &= \frac{2\pi d}{\lambda}(n_1 - n); \\ \eta_2 &= \frac{2\pi d}{\lambda}(n_2 - n),\end{aligned}\quad (2.26)$$

де d – товщина пластинки;

λ – довжина хвилі світла;

n – показник променепереломлення в середовища поза пластинки.

Відносна різниця фаз коливання хвиль після виходу променів з пластинки буде така:

$$\eta = \eta_1 - \eta_2 = \frac{2\pi d}{\lambda} \cdot (n_1 - n_2). \quad (2.27)$$

З (2.26) і (2.27) випливає, що відносна різниця фаз коливання променів залежно від оптичної характеристики матеріалу $C = C_1 - C_2$ дорівнює

$$\eta = \frac{2\pi d}{\lambda} C(\sigma_1 - \sigma_2). \quad (2.28)$$

Відносна різниця фаз залежно від різниці проходження променів Γ в площинах оптичної симетрії становить

$$\eta = \frac{2\pi}{\lambda} \Gamma. \quad (2.29)$$

З (2.28) і (2.29) формулюється основний закон фотопружності, який містить кількісний зв'язок між величиною оптичного ефекту й різницею головних напружень

$$\Gamma = Cd(\sigma_1 - \sigma_2). \quad (2.30)$$

Таким чином, при просвічуванні пластини (моделі) вирішуються два завдання:

- 1) в будь-якій точці визначаються напрямки головних напружень;
- 2) для цієї точки визначається різниця головних напружень.

Для цього необхідно зафіксувати величину різниці проходження променів Γ і знати фізичну характеристику матеріалу C та геометричну d . Користуючись залежностями (2.24), визначають напружений стан моделі.

Прилади, за допомогою яких отримують необхідні вихідні дані, називаються полярискоскопами.

Полярископи. Схема плоского полярископа наведена на рис.2.18.

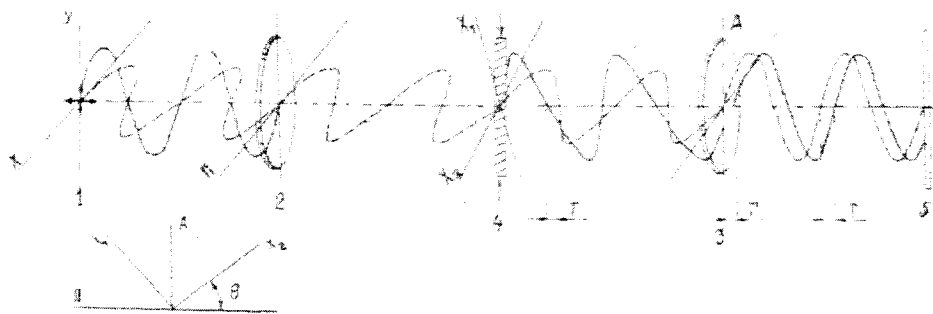


Рис.2.18. Схема плоского полярископа

На шляху потоку світла розміщено поляроїд-поляризатор 2, який перетворює світло на плоскополяризоване, що при виході з нього йде в одній площині, яка збігається з площиною головної оптичної осі поляризатора Π . Після виходу з навантаженої пластини (моделі) 4 промінь світла виявляється розкладеним на два взаємно перпендикулярні плоскополяризовані промені. З пластини ці промені виходять зі зрушенням фази коливань на величину Γ . Для вимірювання величини Γ промені інтерферують в одну площину за допомогою поляроїда-аналізатора 3. Інтерференцію світла можна бачити на екрані 5 у вигляді кольорової картини смуг. Це виразно особливо при зміні напруженого стану пластини, картина постійно видозмінюється. Але це незручно для аналізу (розшифрування) картини смуг. Щоб отримати чорно-білу картину смуг, на шляху променів світла розміщують світлофільтр.

На картині смуг видно дві серії темних ліній: одна з них визначає напрямок головних напружень – це ізокліни; друга дає величину різниці головних напружень – це власне смуги. Часто для експериментальної моделі важко розпізнати ці серії ліній. Для їх розпізнавання поляризатор обертають проти годинникової стрілки, при цьому картина смуг не змінюється, а положення ізоклін змінюється. Для зручності аналізу картини смуг краще отримати її окремо від ізоклін. Це можна зробити з використанням кругового полярископа. Схема кругового полярископа, призначеного для дослідження моделей, наведена на рис.2.19.

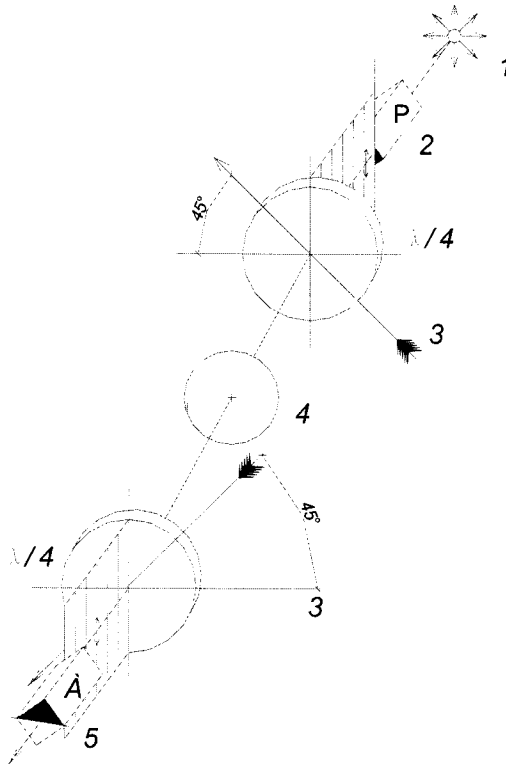


Рис.2.19. Схема кругового полярископа:
 1 – джерело світла; 2 – поляризатор; 3 – пластинки $\lambda/4$;
 4 – модель; 5 – аналізатор

Він відрізняється від плоского полярископа наявністю в ньому пластинок $\lambda/4$ (пластинки в чверть хвилі). Перша пластинка $\lambda/4$ перетворює плоскополяризоване світло на світло, поляризоване по колу. Для цього світла всі напрямки оптичної симетрії моделі рівнозначні, тому його інтенсивність після проходження через модель не залежить від напрямків головних напружень – немає умов для створення ізоклін. Друга пластинка $\lambda/4$ зумовлює колову поляризацію світла зворотного напрямку, і на аналізатор потрапляє промінь світла з тією різницею фази, яка утворилась при проходженні через модель. На екрані чи фотопапері відображається тільки картина смуг.

Розшифрування картин смуг та ізоклін. Розшифрування смуг. На кожному ступені завантаження моделі фіксується картина смуг для тих перерізів, у яких досліджується напружений стан. Установлюється порядковий

номер n_i i -тої смуги. Кожна смуга – геометричне місце точок з однаковою різницею напружень.

З рівняння (2.30) записуємо:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{\Gamma}{Cd}. \quad (2.31)$$

Враховуючи, що $\Gamma = n\lambda$, маємо:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{n\lambda}{Cd}. \quad (2.32)$$

Значення $\lambda/Cd = \sigma_0$ – оптична характеристика матеріалу моделі (умовно кажучи, вартість однієї смуги). Тоді

$$\sigma_1 - \sigma_2 = n\sigma_0. \quad (2.33)$$

Визначивши значення σ_0 , можна знайти $(\sigma_1 - \sigma_2)$ в будь-якому місці моделі. Робиться це за допомогою тарирувального диска, виготовленого з того самого матеріалу, що й модель, і який має таку саму товщину. Диск розміщується в силовому пристрої полярископа і стискається максимальним навантаженням за напрямком діаметра. Отримується відома для диска картина смуг (рис. 2.20, *a*). Також відомо, що теоретично для центра диска

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{8N}{\pi dD}. \quad (2.34)$$

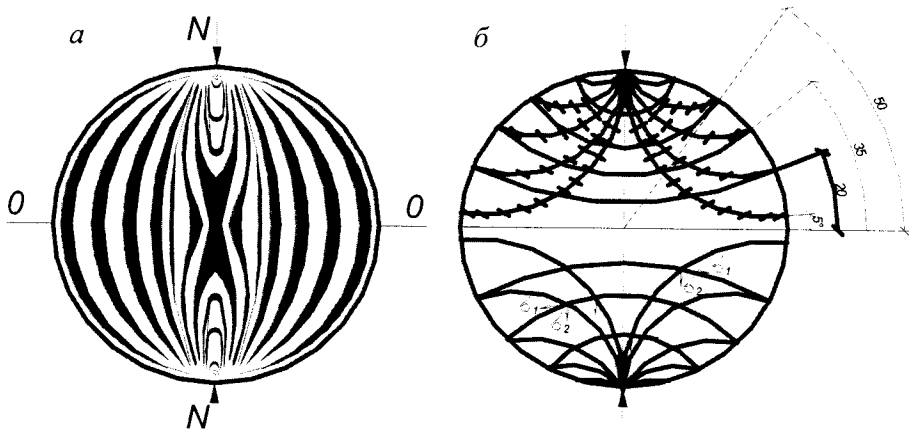


Рис.2.20. Тарирувальний диск і картина ізоклін:
a – картина смуг у диску; *b* – побудова ізостат за ізоклінами

З рівнянь (2.33) і (2.34) знаходимо постійну:

$$\sigma_0 = \frac{8N}{\pi Dn}, \quad (2.35)$$

де n – порядок смуги в центрі диска.

Розшифрування ізоклін. Поле ізоклін отримується шляхом оберту поляризатора проти годинникової стрілки (напрямок погляду від аналізатора до поляризатора). Початково полярископ установлено так, що площина поляризатора горизонтальна; це відповідає нульовій ізокліні. Через установлений інтервал, припустимо 10° , 15° , замальовується (фотографується) ізокліна цього параметра. За лінію ізоклини приймається середина темної смуги.

По отриманому полю ізоклін будують ізостати – траєкторії головних напружень. Розглянемо, як це робиться, на прикладі того самого диска (див. рис.2.20, б).

На кожній ізокліні наносяться штрихи, які мають нахил до горизонталі під кутом, що дорівнює параметру ізокліни. Проводяться криві таким чином, щоб штрихи були дотичними до них. Ці криві і є ізостати. Напрямок дотичної в будь-якій точці ізостати дає напрямок одного з головних напружень; напрямок другого головного напруження ортогональний до першого. Розшифрування картин смуг і ізоклін потребує навичок і досвіду. Поляризаційно-оптичний метод (у літературі його ще називають фотопружністю) дає змогу вирішити дуже складні завдання напруженого стану моделей (а відповідно – конструкцій), які не завжди можуть бути вирішені теоретично.

Метод “заморожування” моделей. Оптичний ефект, отриманий внаслідок дослідження об’ємної моделі в полярископі, являє собою сумарний ефект від усіх напружених станів перерізів на шляху світлового променя. Тому для визначення напружень в окремих місцях об’ємної моделі необхідно виділити це місце. Для цього застосовують метод “заморожування” об’ємних моделей з наступним розпилюванням їх на тонкі зразки.

“Заморожування” здійснюється таким чином: навантажена модель доводиться при поступовому підвищенні температури до високоеластичного стану (температура “заморожування” – це момент фіксування напруженого стану) і під тим самим навантаженням охолоджується до температури приміщення, де буде проводитись її дослідження. Після охолодження моделі навантаження знімається, а в моделі повністю зберігають напружений стан.

Дослідження напруженого стану об’ємної моделі виконується на зразках, які вирізують із “замороженої” моделі. Далі напруження в площині зрізів визначають у звичайних полярископах. Існують свої особливості обчислення напружень σ_x , σ_y і τ_{xy} , на чому не будемо зупинятися (тут викладається лише суть методу “заморожування” моделей).

Використання наскрізного просвічування зразків потребує трьох таких зрізів, для чого необхідно провести випробування трьох моделей. Це неекономічно і трудомістко. Було запропоновано просвічування під кутом. Для практичного здійснення цього способу зріз необхідно помістити в ємність із прозорими стінками, яка заповнена імерсійною рідиною, що має такі самі показники переломлення, як і матеріал зрізу. Такий зріз повертають і просвічують під різними кутами. Є й інші способи косоного просвічування.

Приклад 2.5. Лабораторна робота "Випробування моделі балки при чистому згинанні"

Лабораторна робота призначена для практичного закріплення оптичного методу дослідження конструкції на моделі з оптичного чутливого матеріалу. В попередньому параграфі дані теоретичні основи фотопружності та ідеалізовану фізичну схему полярископа (рис. 2.18). У лабораторній роботі використовується реальна поляризаційно – оптична установка.

Вибрано дослідження балки при чистому згинанні тому, що ця задача опору матеріалів студентам добре відома. Враховуючи те, що модель балки виконана з однорідного ізотропного матеріалу, деформовано-напружений стан моделі відображає такий самий стан у металевій балці.

Лабораторна установка. Загальний вигляд поляризаційно-оптичної установки показано на рис. 2.21.

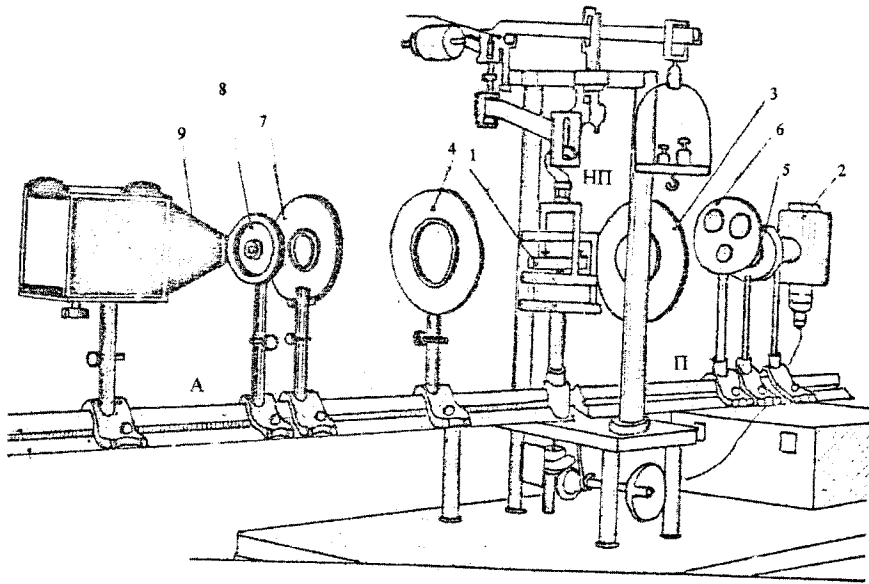


Рис. 2.21. Поляризаційно-оптична установка

Установка складається з поляризаторної *П* та аналізаторної *А* частин, між якими розміщено навантажувальний пристрій *НП* з моделлю *1*. Джерелом світла є кінопроекційна лампа *2*. На поляризаційній частині розташований поляризатор *3* з чвертьхвильовою пластинною, на аналізаційній частині – аналізатор *4* також з чвертьхвильовою пластинною. Для синхронності повороту поляроїдів *3* й *4* при визначенні картини ізоклін вони з'єднані сельсиновим зв'язком. На шляху світла від *2* розташовані теплофільтр, лінзи конденсора *5*, світлофільтр *6*. Після проходження крізь модель промінь потрапляє в аналізатор *4* і далі через конденсор *7* і діафрагму *8* проектується на екран чи на фотоплівку фотокамери *9*.

Робота з поляризаційно-оптичною установкою потребує досвіду по її регулюванню перед початком дослідження і в процесі роботи для отримання чітких картин смуг. Завдяки цьому знижується вплив різних завад, наприклад, «тіньових» ефектів, які викривлюють дійсний напружений стан моделі.

Модель балки. Модель виконана з епоксидної смоли, найбільш придатної для моделювання будівельних конструкцій. Довжина моделі становить 19,5 см, поперечний переріз $b \times h = 0,6 \times 3$ см. Навантаження моделі здійснюється за схемою (рис. 2.22).

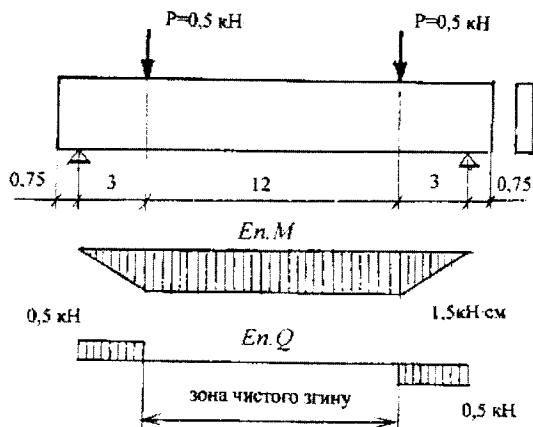


Рис. 2.22. Розрахункова схема моделі

Теоретичні напруження:

$$M = 0,5 \times 3 = 1,5 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$W = 0,6 \times 3^2/6 = 0,9 \text{ см}^3,$$

$$\sigma_{кр} = 1,5/0,9 = 1,67 \text{ кН/см}^2$$

$$Q = 0,5 \text{ кН},$$

$$\tau_{макс} = 1,5Q/0,6 \times 3 = 0,42 \text{ кН/см}^2$$

Виготовлення моделі. При введенні в епоксидну смолу отверджувача відбувається полімеризація і отримується твердий прозорий матеріал, що володіє властивістю подвійного променепереломлення. Полімеризація супроводжується виділенням тепла і зміною об'єму. Наслідком цього є крайові залишкові деформації і внутрішні напруження, які в глибину від зовнішніх крамок сягають 0,5 смуги. В дослідженні моделі наявність крайових технологічних напружень враховується доданням до кількості смуг на картині ізоклін 0,5 смуги.

Стабільні пружні властивості та оптичні сталі характеристики отримуються в пластмасі такого складу: епоксидна смола ЄД-6-100 ваг. ч., пластифікатор – 30 ваг. ч., отверджувач – 11 ваг. ч. Механічні та оптичні властивості пластмаси дають змогу моделювати пружну стадію роботи будівельних конструкцій.

Модель виготовляється так. Готову пластифіковану смолу заливають у форму. Форма для зразка складається з двох пластин полірованого скла завтовшки 4 – 6 мм, між якими по периметру з трьох боків розміщується прокладка з вакуумної гуми. Товщина прокладки дорівнює товщині моделі. Щоб уникнути прилипання смоли до скла, поверхні форми укривають тонкою плівкою триацтату целюлози, форму охолоджують у водяній ванні. Через добу форму розбирають. Готовий полімерний зразок обробляється до потрібних розмірів.

Дослідження напруженого стану моделі. Перед випробуванням моделі в навантажувальному пристрої установки було розміщено диск завтовшки 0,6 см, виготовлений з тієї самої пластмаси, що й модель. За результатами стискання диска по діаметру визначено ціну смуги, що дорівнює $\sigma_0 = 0,15 \text{кН/см}^2$.

Картина смуг у моделі з їхніми порядковими номерами, починаючи від нульової (0), показана на рис. 2.23. Видно, що в зоні чистого згину, на поздовжній осі моделі знаходиться нейтральна вісь. Смуга 0 закінчується на межі зони чистого згину – ця смуга має темний колір як у монохроматичному, так і в білому світлі. В горизонтальній площині, що проходить через цю смугу, напруження $\sigma = 0$.

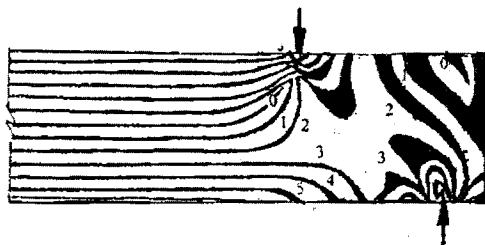


Рис. 2.23. Картина смуг

Темні смуги вище і нижче від нейтральної осі розташовані на однакових відстанях від осі і між собою. Це свідчить про однаковий номер смуг по висоті і пропорційність напружень по висоті моделі у вигляді трикутників – лінійна залежність напружень від 0 до $\sigma_{кр}$. Кількість смуг із кожного боку нейтральної лінії дорівнює 5 з додатком 0,5 до зовнішніх крамок моделі. При однакових крайових напруженнях в стиснутій і розтягнутій зонах по висоті моделі в зоні чистого згину визначаємо, що вони становлять

$$\sigma_{кр,с} = \sigma_{кр,р} = \mp 2n\sigma_0 = 2 \times 5,5 \times 0,15 = 1,650 \text{кН/см}^2.$$

У припорних ділянках моделі картина смуг відображає вплив дії зосереджених сил. Картина ізостат (рис. 2.24) показує, що, на відміну від однолінійного напруженого стану матеріалу, на ділянці чистого згину моделі у припорних ділянках має місце плоский напружений стан. Теорія розрахунку бруса не дає точного теоретичного рішення напруженого стану припорних ділянок.

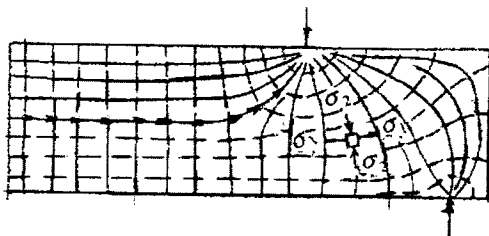


Рис. 2.24. Картина ізостат

Кількість смуг у приопорних ділянках – 3 (без 0,5). Тоді напруження $\tau_{\max} = 3 \times 0,15 = 0,45 \text{ кН/см}^2$.

За результатами випробування моделі на рис. 2.25 показані епюри напружень.

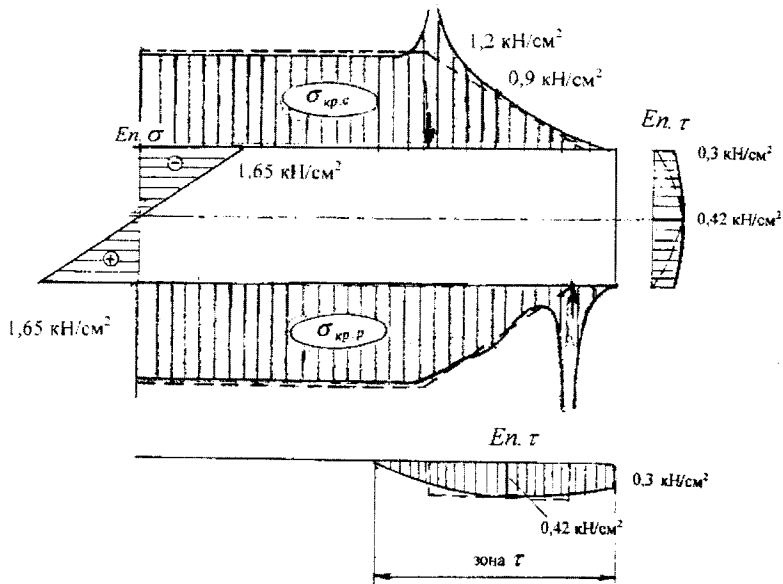


Рис. 2.25. Епюри напружень
(штрихові лінії – теоретичні епюри;
суцільні лінії – експериментальні епюри)

Порівняння теоретичних і експериментальних результатів. За величинами теоретичних крайових напружень $\sigma_{кр} = 16,7 \text{ МПа}$ і дотичних $\tau_{\max} = 4,17 \text{ МПа}$ та експериментальних, відповідно, $\sigma_{кр} = 16,5 \text{ МПа}$ і $\tau_{\max} = 4,2 \text{ МПа}$ збіг результатів добрий. Головна відмінність результатів полягає в деформовано-напруженому стані опорних ділянок моделі. Теоретично припускається, що нормальні напруження діють тільки у зоні чистого згину. В дійсності вони не можуть зникнути раптово, а просякають за межу зони чистого згину, як видно на картині смуг та на епюрах напружень. На картині ізостат (рис. 2.24) траєкторії одних напружень σ_1 , що проходять нижче від нейтральної осі, наближаючись до ділянки плоского напруженого стану, повертають до верхньої кромки моделі і виходять до неї під прямим кутом, а інші досягають торця моделі. Траєкторії напружень σ_2 в ділянці плоского напруженого стану спочатку повертають до місця прикладання зосередженої сили P , а потім змінюють напрям і діють нормально до нижньої кромки моделі або спрямовані до місця дії реакції. Відрізняються епюри дотичних напружень. В дійсності епюра не

параболічна з нульовими значеннями τ на зовнішніх кромках моделі. Дотичні напруження не стали в зоні їх дії, як визначається теоретично, а змінюються по її довжині і навіть трохи виходять за їх межу.

Це цікаві для студентів результати: вони показують деяку ідеалізацію теорії розрахунку, що, проте, не відображається на надійності теорії при перевірці міцності моделі і конструкції при перенесенні на неї результатів дослідження моделі.

Приклад 2.6. Випробування моделей блок-кімнати

Київський НДІ будівельних конструкцій запровадив нову конструктивну схему житлового будинку (рис.2.26) з об'ємних блок-приміщень. Особливість конструктивної схеми полягає в способі спірання верхніх блоків на нижні, що здійснюється тільки в кутах блоків. Для вивчення напружено-деформованого стану блоків-кімнат було випробувано модель з оргскла в масштабі 1:13 із застосуванням поляризаційно-оптичного методу (рис.2.27). Випробування моделі здійснювалось при двох навантаженнях (рис.2.26, б, в) з використанням методу „заморожування”. Після „заморожування” деформованого стану модель розрізували на складові блока – окремі стіни, і в зрізах, вказаних на рис.2.29, а, будували розрахункові епюри напружень (рис.2.29).

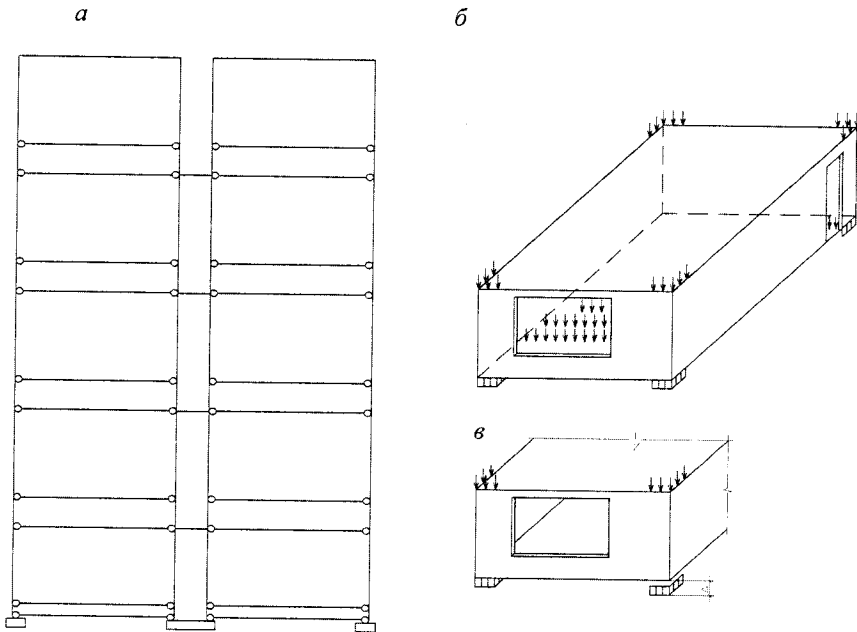


Рис. 2.26. Конструктивна схема будинку (а) і навантаження на блок: б – від верхніх поверхів і на підлозі; в – від осідання опори

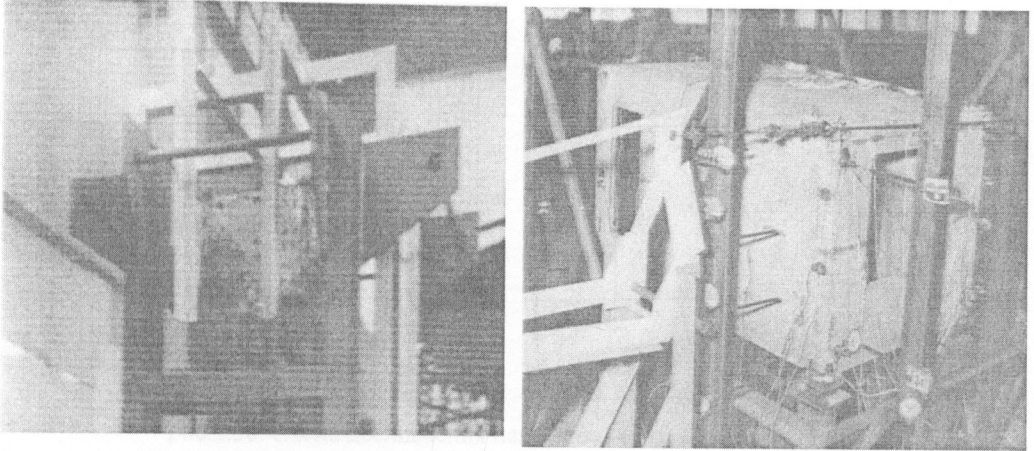


Рис. 2.27. Моделі блоку приміщення:
а – модель з оргскла; б – залізобетонна модель

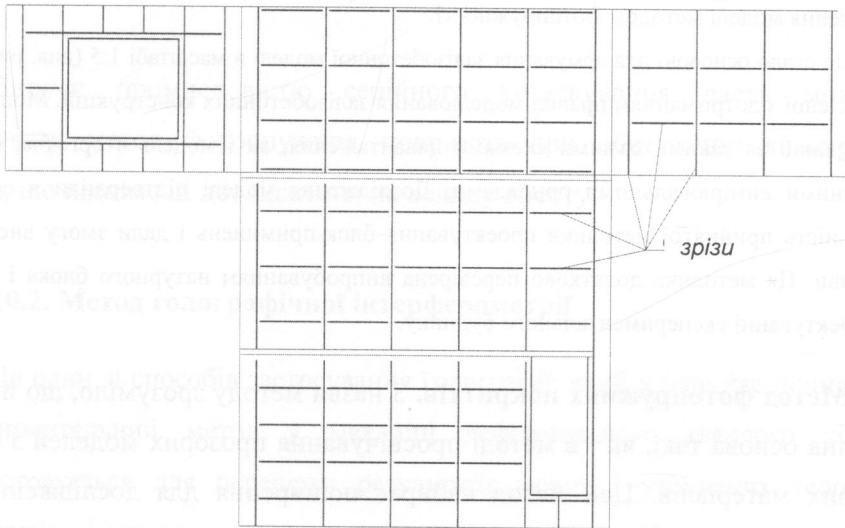


Рис. 2.28. Розгортка блока і розміщення зрізів у стінах моделі

На рис.2.29 наведено епюри нормальних напружень σ_x та σ_y у торцевій панелі з віконним прорізом, отримані від дії стискувальних навантажень, зосереджених в опорних вузлах блока (див. рис.2.26, б).

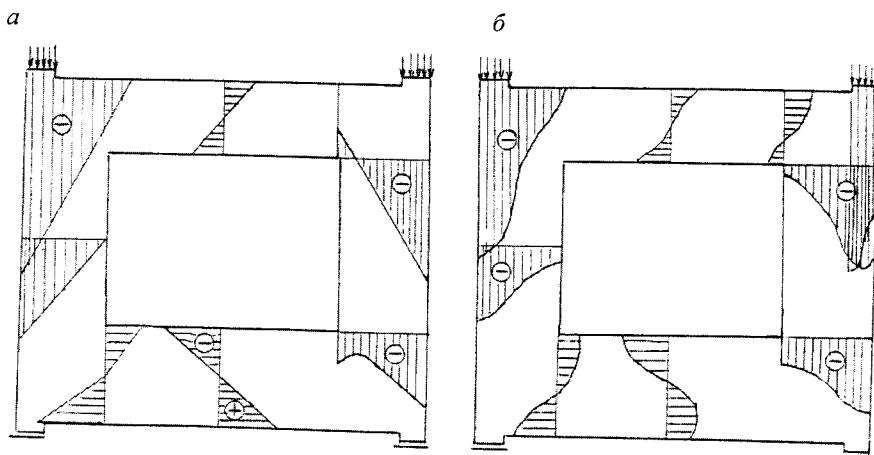


Рис.2.29. Напружений стан панелі:
а – числове рішення; *б* – данні експерименту

Теоретичне рішення добре узгоджується з результатами експериментального дослідження моделі методом фотопружності.

Це стало основою для армування залізобетонної моделі в масштабі 1:5 (див. рис.2.27, б), виготовленої з дотриманням правил моделювання залізобетонних конструкцій. Модель при її випробуванні за такими самими схемами навантаження, як і модель з оргскла, оснащена необхідними вимірювальними приладами. Дослідження моделі підтвердили в основному правильність прийнятої методики проектування блок-приміщень і дали змогу внести в неї корективи. Ця методика додатково перевірена випробуванням натурального блока і прийнята при проектуванні експериментального будинку.

Метод фотопружних покриттів. З назви методу зрозуміло, що його суть і фізична основа такі, як і в методі просвічування прозорих моделей з оптично чутливих матеріалів. Цей метод набирає поширення для дослідження полів деформацій не тільки на плоских, а й, що особливо важливо, на криволінійних поверхнях моделей і натурних об'єктів. Для цього на ділянку поверхні, яка досліджується (це може бути місце розрахункового перерізу елемента, місце концентрації напружень, зона вузлів з'єднань елементів і т. ін.), наноситься шар з оптично чутливого матеріалу. За допомогою полярископів у відбитому світлі отримують картини смуг і ізоклін (рис.2.30).

Останнім часом розроблено устаткування для дистанційного дослідження великих об'єктів з реєстрацією, записом і передачею інформації на ПК з

подальшим її аналізом (це стосується і методу дослідження на прозорих моделях).

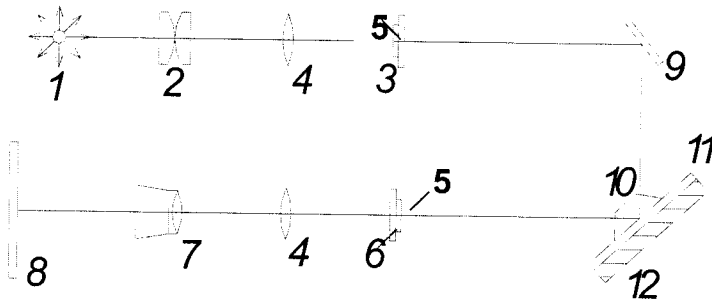


Рис.2.30. Схема дослідження напружень методом фотопружності із застосуванням оптично чутливого покриття:

1 – джерело світла; 2 – теплофільтр із світлофільтром; 3 – поляроїд з пластинкою $\lambda/4$; 4 – робочі лінзи; 5 – пластинка $\lambda/4$; 6 – аналізатор з пластинкою 5; 7 – проєктор; 8 – екран; 9 – дзеркало; 10 – скляна призма; 11 – оптично чутливе покриття; 12 – ділянка конструкції, що досліджується

Випуск промисловістю серійного устаткування дасть можливість застосувати метод фотопружних покриттів при обстеженні конструкцій і споруд, що підніме ці дослідження на велику висоту.

10.2. Метод голографічної інтерферометрії

Це один зі способів застосування голографії, який у наш час поширився як експериментальний метод у механіці деформованого твердого тіла. Він використовується для перевірки результатів нових і уточнених теоретичних розрахунків і часто – як єдиний можливий спосіб експериментального дослідження. Найбільше застосування голографічна інтерферометрія набула для неруйнівного контролю деформованого стану елементів і з'єднань. На жаль, цей метод не може бути застосований для дослідження конструкцій і споруд, які експлуатуються, він використовується лише в лабораторних умовах, що пояснюється його надзвичайною чутливістю до зовнішніх вібраційних перешкод.

Біля джерел голографії стоїть ім'я дослідника українського походження Ю. Денисюка (1962), а першу голограму одержав угорський вчений Д. Габор

(1948). Техніка отримання голограм нескладна, але потребує спеціальних („стерильних”) умов проведення експерименту.

Фізична основа голографічної інтерферометрії. На відміну від класичної голографії, яка дає об’ємне відображення об’єкта, носієм інформації в цьому методі дослідження стану об’єкта є характеристика поверхневого шару об’єкта у вигляді своєрідного поля, отриманого при опромінюванні поверхні когерентним світлом від лазера. Поле, зафіксоване на фотопластинці, і є голограма. Суть голографічної інтерферометрії полягає в накладанні одного на інше двох таких полів, отриманих до і після деформування об’єкта. Оскільки внаслідок деформації кожна точка поверхні об’єкта переміщується, то на кожному полі вони мають різне розташування. При суміщенні двох голограм створюється інтерференційна картина чорно-білих смуг, видима в когерентному світлі. Оптична схема отримання голограм методом двоекспозиційної інтерферометрії наведена на рис. 2.31.

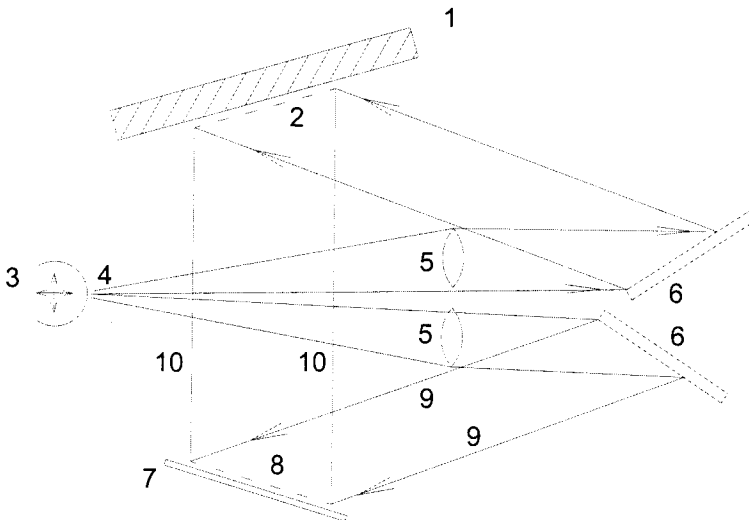


Рис. 2.31. Оптична схема отримання голограм та інтерференційної картини: 1 – об’єкт дослідження; 2 – світловідбивне покриття; 3 – лазер; 4 – діафрагма; 5 – лінзи; 6 – дзеркала; 7 – фотопластинки; 8 – голограма; 9 – опорний лазерний промінь; 10 – промінь, відбитий від об’єкта

Об’єкт з нанесеним на ділянку його досліджуваної поверхні світловідбивним покриттям опромінюється лазерним світлом. На першій експозиції

на фотопластинці (чи на екрані) фіксується відбитим від об'єкта променем голограма до деформування об'єкта. На другій – те саме після деформування об'єкта. При опромінюванні двох голограм опорним променем одержується інтерференційна картина – голографічна інтерферограма.

Голографічна інтерферограма містить якісну й кількісну інформацію деформованого стану об'єкта дослідження. Часто виникає потреба порівняльного аналізу встановленого деформованого стану з раніше відомим. Кількісну інформацію встановлюють розшифруванням голографічної інтерферометрії. Це складний і трудомісткий процес, що потребує практичних навичок.

Приклад 2.7 Дослідження з'єднання елементів дерев'яних конструкцій на клеєних нагельях

Свого часу постало питання щодо удосконалення нагельних з'єднань і було запропоновано з'єднання на клеєних нагельях. Нагелі виконуються з арматури періодичного профілю і на клеєвій суміші (10...15% клею і 90...85% деревного борошна) заглиблюються в отвори. Несуча здатність з'єднань при цьому підвищилась, піддатливість зменшилася. Нові з'єднання вже застосовувались в експериментальному будівництві, але не набули широкого розповсюдження у зв'язку з відсутністю методики їх розрахунку. На кафедрі МДК КНУБіА були проведені дослідження роботи з'єднань і створена методика їхнього розрахунку*.

Мета дослідження полягала в з'ясуванні напружено-деформованого стану деревини в зоні отвору. Для цього виконано порівняння якісного і кількісного характеру напружено-деформованого стану деревини в зоні отвору зі звичайним і клеєним нагелем. Якісна різниця встановлена за допомогою методу голографічної інтерферометрії. Кількісне оцінювання напружено-деформованого стану деревини проводилося із застосуванням спекл-інтерферометрії.

Дослідження проводилося на промисловій голографічній установці УНГ-2М, до складу якої входять елементи оптичної схеми, інтерференційний стіл і джерело когерентного світла – гелійнеоновий лазер типу ЛГ-38. Поверхні зразків оброблялися клеєм БФ-2, після чого методом напилення наносилося відбивне покриття з алюмінієвої пудри. Експонування інтерферограм проводилося на високорозріджуючому фотопластинку ВР-Л.

Об'єктами дослідження були зразки-пластинки з чистої деревини сосни в масштабі 1:2,5. Експеримент проводився в такій послідовності. Спочатку записувалась голографічна

* Дослідження проведені під керівництвом проф. В.З. Кліменка.

інтерферограма деформованого стану зразка зі звичайним нагелем, а тоді – спекл-інтерферограма. Після цього гладкий нагель виймався і на його місце на епоксидному клеї вклеювався нагель з арматурної сталі періодичного профілю. Це забезпечило відсутність розбіжностей у деформаціях деревини, які виникали неодмінно при використанні різних зразків-пластин. Експеримент повторювався в тій самій послідовності.

На рис.2.32 показано отримані голографічні інтерферограми. Навіть без розшифрування картин смуг видно суттєву якісну відмінність у картинах для двох типів нагелей при однаковому рівні зусиль на тяжі.

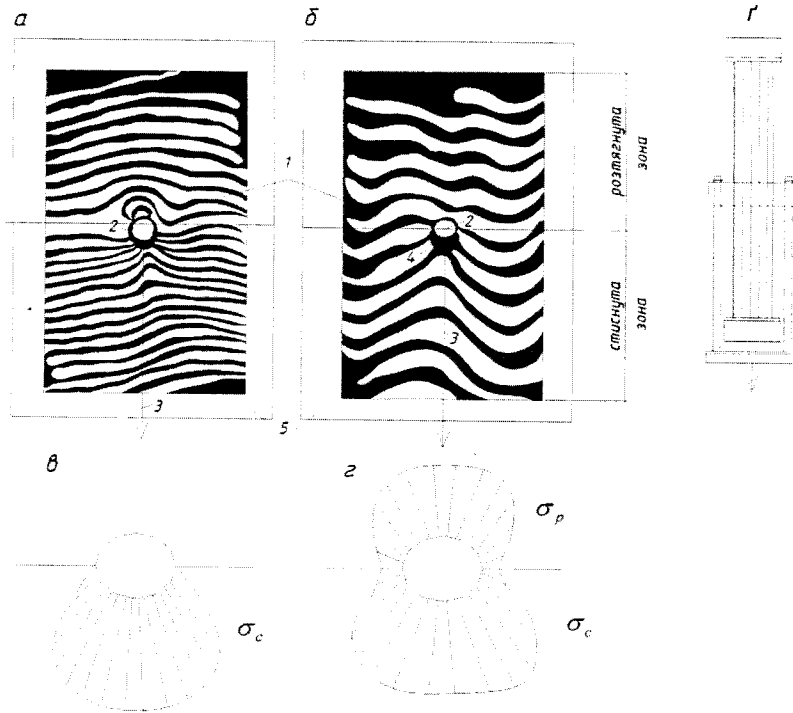


Рис.2.32. Голографічні інтерферограми біля отвору (а, б) і характер деформування деревини (в, з):

а, в – при звичайному нагелі; б, з – при вкляєному нагелі; г – зразки-пластини з нагелем;

1 – поверхня зразків, вкрита відбивним середовищем (9,6 × 22,4 см); 2 – нагель; 3 – тяжі; 4 – тїнь від нагеля; 5 – жорстка рамка

Видно, що біля гладкого нагеля деревина деформується тільки в стиснутій зоні; в розтягнутій зоні смуги мовби „відштовхуються” від отвору. Це цілком відповідає уявленням про роботу деревини (рис.2.32, в) – кут обхвату, який визначає розмір контактної поверхні „нагель – деревина”, дорівнює $\approx 180^\circ$, а з іншого боку деревина відривається від нагеля.

Якісно зовсім інша картина смуг при вклеєному нагелі. В розтягнутій зоні смуги „притягуються” до отвору. Не так інтенсивно, як у стиснутій зоні, але це чітко видно. Кут обхвату розповсюджується на весь периметр нагельного отвору (рис.2.32, з) і дорівнює 360° . Це принципова відмінність, вона свідчить про те, що досить інтенсивно включається в роботу деревина розтягнутої зони.

На підставі цих досліджень і випробування натурних зразків з'єднань з вклеєними нагелями різних діаметрів встановлено опір деревини в отворі і розроблено методику розрахунку нового типу нагельного з'єднання. В центрі випробування будівельних конструкцій КНУБіА проведено дослідження ферми з клеєної деревини прольотом 18 м (рис.2.33). Перевірка запропонованої методики розрахунку з'єднань на вклеєних нагелях довела її придатність для інженерного використання, і вона була прийнята для включення в норми проектування дерев'яних конструкцій.

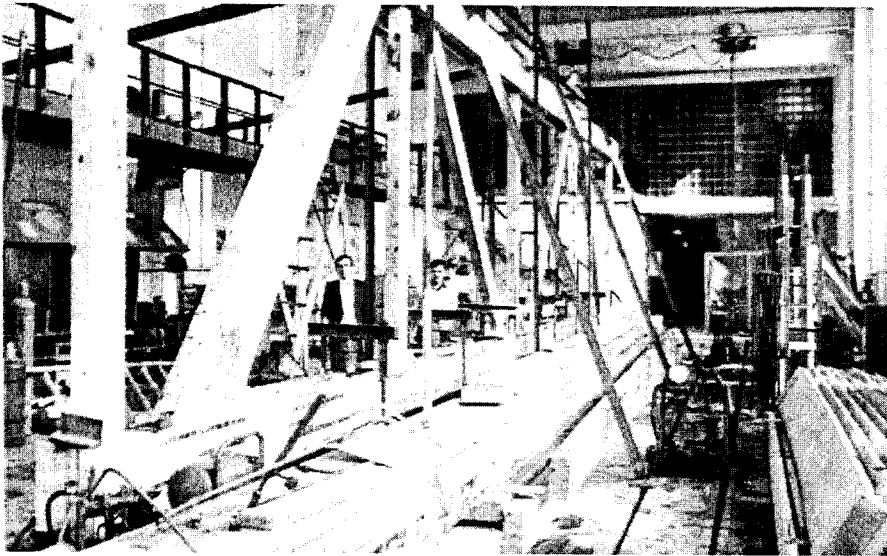


Рис.2.33. Експериментальна ферма із клеєної деревини з вузловими з'єднаннями на вклеєних нагелях

Приклад 2.8. Дослідження вузла трубчастої ферми

Гратчасті ферми з труб слід проектувати, як правило, зі зварними з'єднаннями стержнів безпосередньо (без фасонки) у вузлах. Щільне прилягання впритул до поясів елементів грат передбачає виконання фігурних зрізів торців на спеціальному газорізальному устаткуванні. У вузлах трубчастих ферм виникає напружений стан, який важко, а частіше – неможливо визначити теоретичними розрахунками. Для отримання інженерного методу розрахунку виконувалися експериментальні дослідження. З багатьох таких досліджень, результати яких дали змогу розробити нормативну методику розрахунку вузлів, у прикладі

представлені тільки два фрагменти незалежних експериментальних досліджень вузлів. Мета дослідження різна: в першому фрагменті встановлюється несуча здатність вузла, а в другому фрагменті вивчається напружений стан вузла. Ці дослідження взаємно доповнюються і можуть розглядатися як приклад комплексного вивчення цікавого об'єкта різними експериментальними методами.

Фрагмент перший. Дослідження натурального вузла (рис.2.34)

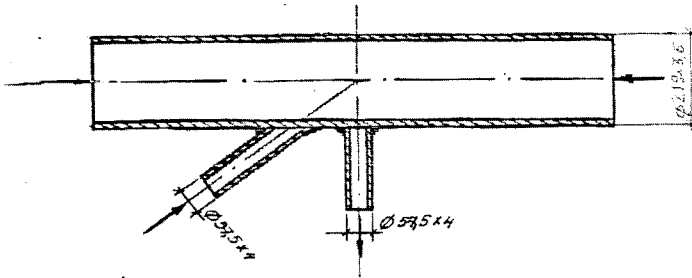


Рис. 2.34. Конструкція вузла з труб

Випробування проводилося в спеціальній установці, яка складалася з преса ИПС-200, за допомогою якого утворювалися зусилля в поясі, і жорсткої рами, розташованої на візку преса, оснащеної домкратами ДГ-25 для утворення зусиль у розкосі та стояку. Зусилля в поясі контролювалися за шкалою силовимірювача преса, а в елементах грат – зразковими динамометрами ДОС-50. При проведенні експерименту зусилля утворювалися ступенями таким чином, щоб вузол постійно перебував у рівновазі. На пробному навантаженні перевірялися центрування зусиль у стержнях вузла та робота тензорезисторів, схему розміщення яких показано на рис. 2.35, а.

На третьому ступені завантаження основного експерименту при зусиллі в пояському елементі 700 кН, що становить $\approx 70\%$ граничного зусилля за міцністю, і зусиллях у розкосі та стояку відповідно -50 кН і $+35,35$ кН було зафіксовано появу текучості сталі на ділянці, позначеній на рис. 2.35, а значенням ϵ_m . Однак несуча здатність вузла ще не була вичерпана. Показники динамометрів і силовимірювача преса свідчили про незмінність зусиль в елементах вузла в часі. Завантаження було збільшено в пояському елементі на 20% і відповідно в елементах грат. При цьому завантаженні несуча здатність вузла вичерпалася повністю внаслідок розвитку пластичних деформацій у значній частині поясного елемента (рис. 2.35, б). В цей час зусилля в розкосі й стояку становили лише 45% їхньої несучої здатності.

Експеримент засвідчив те, що дійсна несуча здатність вузла менша порівняно з розрахунковою. Методика цього експериментального дослідження не дала пояснення тому факту, чому пластичні деформації в пояському елементі почалися раніше, ніж це очікувалося

за теоретичними розрахунками. Можна припустити, що причину слід шукати в особливості роботи тонкостінного поясного елемента. Пояснення дає експеримент, розглянутий у другому фрагменті.

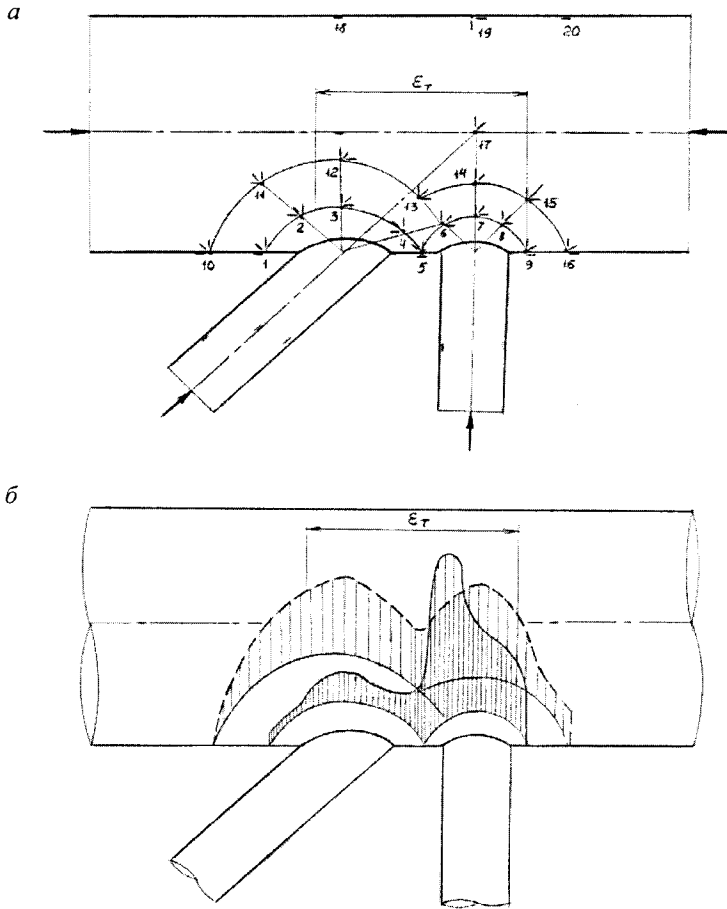


Рис. 2.35. Схема розміщення розеток тензорезисторів (а) та епюри поперечних деформацій у поясному елементі при $P = 700$ кН (б):
 _____ епюри деформацій у перерізі 1 ÷ 9;
 ----- епюри в перерізі 10 ÷ 16

*Фрагмент другий. Дослідження моделі вузла методом фотопружності**

Дослідження проводилось із застосуванням методу «заморожування» на об'ємній моделі вузла з оптично чутливого матеріалу (рис. 2.36). Розміри елементів моделі: поясна труба $d_n:t_n = 70:1,7$ мм; $d_p:t_p = 30:1,5$ мм; кут нахилу розкошу 45° .

* Попов А.Л. и др. Напряженное состояние в зоне сопряжения цилиндрических оболочек применительно к трубчатым конструкциям. Фотоупругость. Развитие методики. Инженерные приложения. – Сб. трудов. – №125 – 126. – М.: Энергия, 1975. – С.198 – 200.

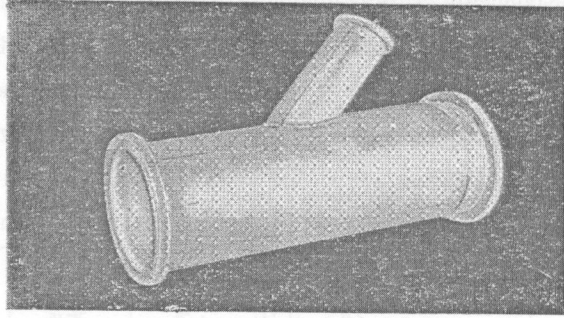


Рис. 2.36. Модель вузла трубчастої ферми

Цей метод дослідження дав змогу установити характер об'ємного напруженого стану поясної оболонки-труби по зрізах, позначених на рис. 2.37, а цифрами 1, 2, 3, 4. Загальний напружений стан вузла характеризується значною нерівномірністю і, що є головним, чітким виявленим станом роботи стінок труб на згин, особливо поясного елемента (рис. 2.37, в).

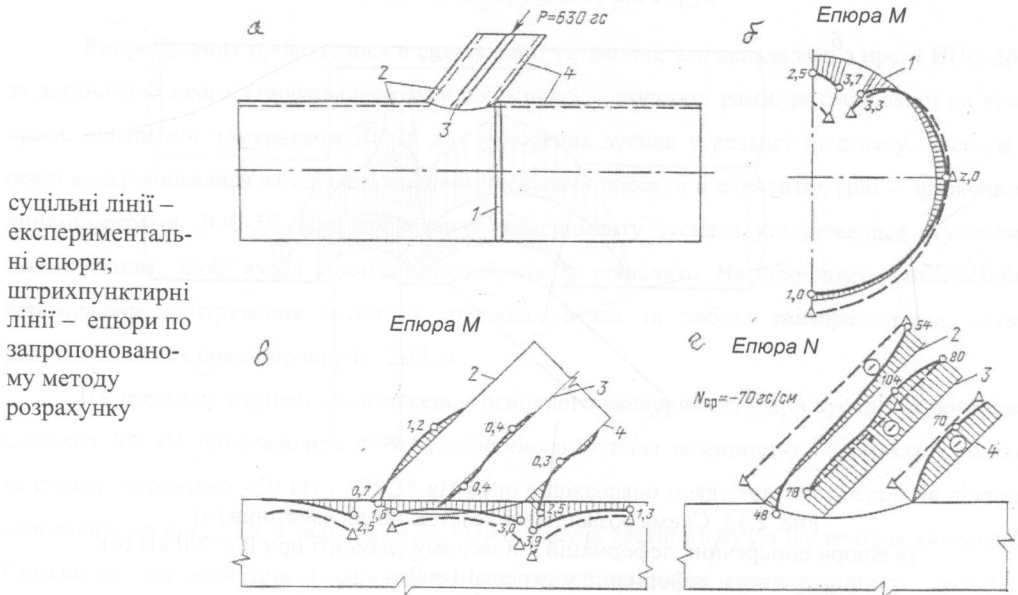


Рис. 2.37. Позначення перерізів (а), епюри кільцевих (б) і поздовжніх зусиль (в) у поясному елементі, а також поздовжніх зусиль N у розкосі (г)

Поява в оболонці-трубі поясного елемента місцевих згинальних моментів є наслідком вмивання стінки пояса. Напруження від згину додаються до напружень від поздовжнього зусилля в поясі, що стає причиною зниження несучої здатності вузла.

Експериментальні дослідження, ідентичні розглянутим у прикладі, дали змогу розробити нормативний метод розрахунку вузла трубчастої конструкції, який увійшов до

посібника з проектування сталевих конструкцій (до СНиП II-23-81*). Докладно на методи зупинятися не будемо (це розділ 18 посібника), відзначимо тільки ті його особливості, які доречні в контексті прикладу.

Поясну трубу без конструктивного підкріплення при примиканні до елементів ґрат слід перевіряти на міцність при місцевому згині (вминанні) стінки пояса на сумісну дію розрахункових зусиль в елементах з власними знаками («мінус» – при стискаючому зусиллі; «плюс» – при розтягуючому зусиллі), з урахуванням впливу поздовжнього зусилля в поясі за формулою

$$\left| \sum_{i=1}^n C_{ij\mu_i} N_i \frac{\sin \alpha_i}{\psi_i} \right| \leq V_{Dj} S ; \quad j=1, \dots, n \quad (2.36)$$

де i – номер елемента, що приєднується;

j – номер пояса;

N_i або N_j – зусилля в елементах;

V_{Dj} – коефіцієнт впливу поздовжнього зусилля в поясі;

C_{ij} – коефіцієнт впливу розміщення елементів ґрат;

S – характеристика несучої здатності пояса.

Сформульовано рекомендації по проектуванню трубчастих форм щодо вибору розмірів поперечних перерізів елементів:

– товщина стінок труб для поясів та опорних розкосів має бути не менша ніж 3 мм, а для елементів ґрат – не менша ніж 2,5 мм;

– встановлено певну тонкостінність труб (відношення діаметра труби до товщини її стінки).

На завершення частини другої підручника дається приклад комплексного дослідження споруди на моделях різного масштабу з використанням різних експериментальних методів.

Приклад 2.9. Дослідження захисної споруди АЕС*

Споруда складається з циліндричної оболонки, сферичного купола, кільця їх з'єднання і просторового фундаменту (рис. 2.38). Споруда має значну кількість конструкційних неоднорідностей у вигляді отворів різноманітних обрисів і розмірів, пілястр, вутів і т. п., в місцях розташування яких з'являються концентратори напружень, які аналітичний розрахунок просторової споруди не враховував. Багато питань було вирішено експериментально. На кожному з шістьох етапів випробування моделей різних масштабів вирішувалися конкретні завдання напруженого стану захисної споруди.

* Кириллов А.П., Ульянов Л.П. Комплексное исследование конструкции защитной оболочки АЭС на моделях // Фотоупругость. Развитие методики. Инженерное приложение. – Сб. трудов. – № 125 – 126. – М.: Энергия, 1975. – С.116 – 165.

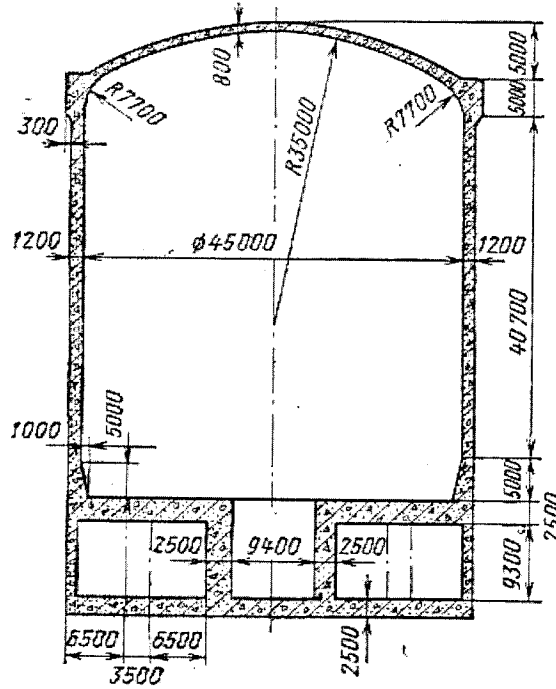


Рис. 2.38. Загальний вигляд конструкції укриття

Етап 1. На моделі в масштабі $1/300$ з оптично чутливого матеріалу поляризаційно-оптичним методом за допомогою "заморожування" об'ємної моделі з її наступним розрізуванням досліджувався напружений стан оболонки від дії попереднього напруження. Моделювання дії пучків арматури здійснювалося за допомогою шовкової нитки. Втрата попереднього напруження через тертя між арматурою і бетоном не моделювалася. Отримані результати дали змогу намітити послідовність обтискування при дослідженні більших моделей.

Це дуже важливо для запобігання тріщиноутворення в моделях з бетону в процесі натягування арматури. Крім цього, вже за цими результатами можна в першому наближенні намітити порядок натягання арматури в натурній конструкції.

Вплив ділянок конструктивної неоднорідності споруди при дії основного розрахункового навантаження внутрішнього тиску оцінювався на етапах 2 і 3.

Етап 2. На моделі в масштабі $1/180$ за методом фотопружності, як на першому етапі, встановлено деформовано-напружений стан споруди: в зоні спряжіння циліндричної і сферичної частин оболонки (крайові ефекти з двох боків кільця жерскості); в зоні затиснення циліндричної оболонки в основу; в зоні пілястр; у зоні отворів. Результати цього етапу дали

змогу, поряд з уточненням розрахунку концентрації напружень у зоні отворів, дати рекомендації щодо армування цих зон при виготовленні великомасштабних моделей.

Етап 3. Дослідження моделі в масштабі 1/50, виконаної з пружних моделюючих матеріалів на основі гіпсу. Вимірювалися напруження тензометруванням і переміщення за допомогою індикаторів годинникового типу. На пружних моделях оцінювався характер роботи оболонки при зміні жорсткості її елементів і крайових умов закріплення. Визначався вплив пілястр і конструктивних стовщень у зонах технологічних отворів на загальний напружений стан (рис.2.39).

На цьому етапі досліджувався вплив різних факторів на напружено-деформований стан нижнього вузла:

- просторова структура фундаментної частини споруди;
- вплив вута;
- вплив основи під спорудою.

Виконання досліджень з припущенням пружної роботи споруди під навантаженням дало змогу використати при виготовленні моделей пружні матеріали та уникнути моделювання бетону.

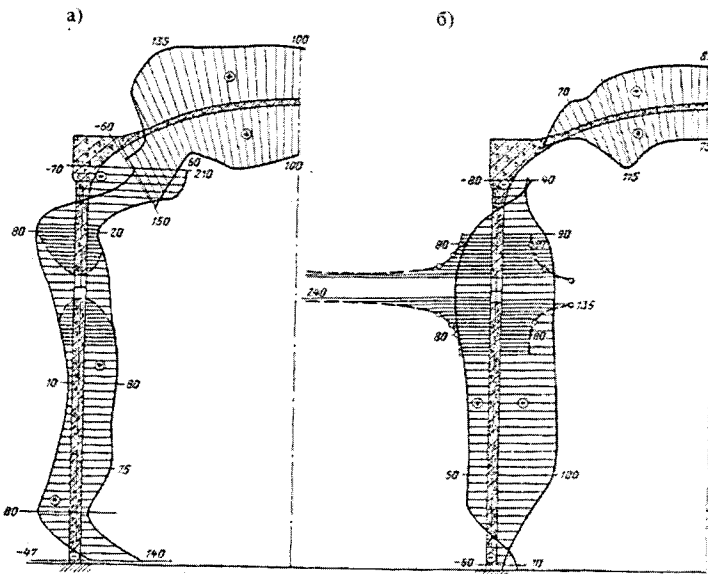


Рис.2.39. Епюри напружень в оболонці (кгс/см²), отримані на моделі в масштабі 1/50:
а – меридіальні напруження; б – кільцеві напруження

Надзвичайно важливі результати цього етапу дослідження полягають у тому, що було встановлено напружено-деформований стан фундаментної конструкції і, головне – характер руйнування захисної оболонки при дії внутрішнього тиску.

За результатами цих експериментів було виконано оцінку і деякі уточнення аналітичного розрахунку споруди в цілому в пружній стадії.

Інші завдання вирішувалися при дослідженні великомасштабних моделей.

Етап 4. Досліджувалися моделі в масштабі 1/20 натуральної величини, виготовлені з масштабного (модельованого) залізобетону. Масштабний бетон, рівномісний бетону природи, забезпечив макроструктурну подібність моделі оригіналу. Напруження вимірювались електротензометричним методом, а переміщення – індикаторами годинникового типу та прогиномірами.

На цьому етапі підтвердився напружений стан оболонки й характер її руйнування, на основі чого визначився граничний стан споруди і було отримано дані для розроблення методу розрахунку за граничними станами. Установлено напружений стан спряження циліндричної оболонки зі сферичним покриттям. Визначено фактичні напруження й зусилля в бетоні та арматурі. Установлено коефіцієнт запасу.

Етап 5. Досліджувалась модель у масштабі 1/5 з такого самого бетону, як і натурна споруда. Напруження і переміщення вимірювались так само, як і на етапі 4.

Досліджено такі питання:

- напружено-деформований стан споруди при дії експлуатаційної та аварійної температури;
- перевірка і уточнення методу розрахунку захисної оболонки за граничними станами при дії внутрішнього тиску;
- уточнення коефіцієнта запасу;
- розроблення методу натягування арматури та способів її анкерування;
- розроблення технологічних засобів спорудження оболонки та інших конструктивних частин споруди.

Етап 6. На моделях у масштабі 1/2 до натуральної величини досліджувалися окремі фрагменти захисної оболонки, виготовлені з бетону, аналогічного бетону натурної оболонки. Наведемо лише один приклад – дослідження сумісної роботи внутрішнього металевого облицювання з бетоном при дії зусиль від попереднього напруження арматури. Визначався оптимальний крок і тип анкерування для кріплення облицювання до бетону, з тим щоб запобігти втраті стійкості (випучування) металевого облицювання між анкерами.

ЧАСТИНА 3

ОБСТЕЖЕННЯ БУДІВЕЛЬНИХ ОБ'ЄКТІВ

Вчений повинен накопичувати та систематизовувати факти. Наука утворюється з фактів, як дім з цеглин. А лише накопичення фактів – це стільки ж є наукою, як купа цеглин будинку.

Ж.А. Пуанкаре

ПРИЗНАЧЕННЯ І ПРОВЕДЕННЯ ОБСТЕЖЕННЯ

Глава 11.

МЕТА І ЗМІСТ ОБСТЕЖЕННЯ

11.1. Мета і програма обстеження

Технічний стан будівельних об'єктів - споруд, окремих їх частин, елементів, вузлів, що перебувають в експлуатації встановлюється шляхом спеціального обстеження, яке дає об'єктивну характеристику його стану.

Приводи для здійснення спеціального обстеження об'єктів різні:

- аварії аналогічних об'єктів (конструкцій), що експлуатуються в схожих умовах (приклад обстеження, виконаного з такої причини, наведено нижче);
- зміни навантажень на несучі конструкції, пов'язані з перепрофілюванням об'єкта за призначенням;
- після надзвичайних, не передбачених нормами дій і впливів на будівельний об'єкт;
- при тривалій експлуатації об'єкта, коли під час планового огляду виявлено пошкодження і дефекти, які становлять безпосередню небезпеку руйнування чи можуть у подальшому спричинити аварійний стан і т. ін.

Своєчасно встановлений технічний стан будівельного об'єкта на різних етапах його життєвого циклу гарантує його надійність, відповідність призначенню й здатність зберігати необхідні експлуатаційні якості протягом

установленого терміну експлуатації. Під етапами життєвого циклу об'єкта мають на увазі такі:

- інженерно-вишукувальні роботи;
- розроблення проектної документації з дотриманням вимог і правил чинних норм проектування;
- виготовлення, транспортування та зберігання будівельних конструкцій;
- зведення об'єкта і приймання його в експлуатацію;
- використання об'єкта за призначенням з дотриманням технічних умов експлуатації будівельних конструкцій;
- періодичне оцінювання технічного стану будівельних конструкцій та об'єкта в цілому;
- оцінювання впливу на технічний стан об'єкта, окремих його частин і конструкцій випадкових техногенних впливів, не передбачених при проектуванні;
- оцінювання технічного стану після реконструкції об'єкта внаслідок зміни технологічних і зовнішніх впливів.

Основна мета обстеження відповідає загальним принципам забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ, які є змістом ДБН В.1.2-14-2009. Своєчасне технічне обстеження будівельного об'єкта запобігає значним економічним втратам і нанесенню шкоди навколишньому середовищу.

Програма обстеження формується з таких складових:

1. Аналіз завдання на проведення обстеження. Вивчення проектної документації (якої часто бракує). Ознайомлення з технічною виконавчою документацією. Попередня перевірка розрахунків і конструктивних рішень. (Вже тут може бути встановлений технічний стан об'єкта.)

2. Ознайомлення та аналіз матеріалів попередніх оглядів об'єкта. З них можна встановити момент появи пошкоджень і дефектів. На ці факти слід

накладати зовнішні фактори, які могли спричинити їхню появу і подальший розвиток.

3. Огляд об'єкта обстеження. Обмір конструкцій, визначення відхилень їх від проектного положення. Встановлення ймовірної зміни загальної статички конструкцій. Виявлення розміщення і розмірів пошкоджень і дефектів. Складання виконавчої документації – обмірjuвальних креслень, відомостей і класифікації пошкоджень і дефектів.

4. Уточнення фактичних навантажень і вплив умов експлуатації – ступінь агресивності, температурно-вологісний режим, можливість появи динамічних навантажень і т. ін.

5. Визначення фізико-механічних властивостей матеріалів. Недостатньо ознайомлення з сертифікатами на матеріали (їх взагалі може не бути). Необхідно встановити основні механічні властивості матеріалів (розрахункові характеристики міцності і жорсткості) випробуванням зразків, відібраних з конструкцій, чи використовуючи неруйнівні методи.

6. Дефектоскопія і встановлення якості матеріалів. Для залізобетонних конструкцій це: вологість, щільність і однорідність бетону; товщина захисного шару і зчеплення арматури з бетоном; пошкодження бетону морозом та ін. Для металевих конструкцій це: якість зварних швів; у разі необхідності встановлення хімічного складу сталі. Для дерев'яних конструкцій це: відносна вологість деревини, сортність деревини, якість клеєної деревини тощо.

7. Перевірні розрахунки споруди, конструкцій з урахуванням установлених фактів: дійсної розрахункової схеми, фактичних механічних характеристик матеріалів, появи додаткових зусиль, непередбачених проектом, зменшення розрахункових геометричних параметрів перерізів елементів, появи місць концентрації напружень і т. ін.

8. Мотивований висновок про технічний стан об'єкта обстеження і рекомендації. В кожному конкретному випадку зміст висновку залежить від завдання на обстеження та отриманих результатів.

Викладена програма обстеження будівельного об'єкта є основою загального плану проведення обстеження, в якому конкретизуються по його

пунктах види і обсяг робіт відповідно до завдання, технічних і матеріальних можливостей здійснення обстеження.

Сучасні технічні засоби дають змогу виконати роботи за пунктами 3, 4, 5, 6 на достатньо високому якісному і кількісному рівні, завдяки чому значно зростає достовірність результатів спеціальних обстежень. Тому вони набувають характеру обов'язкових, відповідних до державних, нормативних документів, у яких регламентується їх виконання.

11.2. Зміст обстеження

Розглянемо докладніше зміст окремих складових обстеження будівельного об'єкта.

Пункт 1. Перед обстеженням необхідно ознайомитися з проектною і виробничою документацією: завданням на проект; вихідними даними, що стосуються умов експлуатації, навантажень, можливо, яких-небудь особливих вимог і т.п.; розрахунками і робочими кресленнями для встановлення дотримання норм проектування; паспортами виробів, сертифікатами на матеріали; виконавчими схемами змонтованих конструкцій; актами на сховані роботи, журналами зварювальних і бетонних робіт; кваліфікацією виконавців – наявністю допусків; наявністю ліцензії на проведення робіт і т. ін.

Додатково повинні бути вивчені такі документи: акт передачі в експлуатацію; паспорт об'єкта; журнали технічної експлуатації; документи про планові огляди і ремонти.

Виконання перевірних робіт за пунктом 1 ґрунтується на знаннях статичних розрахунків споруд і конструкцій та правил їх проектування. Перевірні розрахунки виконуються за чинними на час проведення обстеження норм проектування будівельних конструкцій. Порівнюються розрахунки, виконані за уточненою розрахунковою схемою, з розрахунками, виконаними за теоретичною розрахунковою схемою.

Пункт 2. Відносно п.2 важко дати конкретні пояснення, щодо його виконання. Все залежить від інформації, яка міститься в матеріалах планових

чи позапланових (виконаних з різних обставин) оглядів об'єкта. Якщо взагалі такі матеріали існують. А їхня наявність при кваліфікованому виконанні дає змогу отримати надзвичайно цінну інформацію. Виконавець обстеження має об'єкт у конкретному технічному стані. Передісторія погіршення цього стану порівняно з первісним важлива не тільки для того, про що говориться вище в анотації п.2, а й для удосконалення правил і вимог до технічного догляду будівельних об'єктів, обов'язкових для служб експлуатації. Розширюючи останню тезу, слід зауважити, що ретельне виконання правил експлуатації і систематичне проведення оглядів сприяють тому, що об'єкт при здійсненні незначних планових ремонтів не буде доведений до стану, коли виникає необхідність його спеціального обстеження.

Пункт 3. Огляд об'єкта починається з установлення його відповідності пред'явленій документації. Виявлені розбіжності фіксуються, з'ясовуються причини їх виникнення. Аналізується і оцінюється їх вплив на технічний стан об'єкта. Перевіряється якість і усунення недоробок, відзначених у приймальних актах або актах оглядів.

Простота, на перший погляд, на обмірні роботи конструкцій, обманлива. Часто вільного і зручного доступу для безпосереднього вимірювання лінійних розмірів споруди, конструкції, окремих елементів немає. У таких випадках удаються до побічних способів вимірювання, коли можливість появи помилок збільшується. З використанням електронних приладів – тахеометрів можна вирішити це практичне завдання.

Дуже важливо виявити наявність і вимірювати відхилення несучих конструкцій від проектного положення. Це дає можливість визначити навантаження, які діють у площині, перпендикулярній до площини конструкції, що значно змінює характер її роботи, зусилля у вузлах та елементах та її напружений стан (рис.3.1). Такі розрахунки виконуються за п.6, і додаткові напруження підсумовуються до напружень в основній розрахунковій схемі. При порушенні плоскими несучими конструкціями свого проектного положення з'являються зусилля в елементах системи, які впливають на

просторову жорсткість споруди, будівлі. Якщо переріз цих стрижнів призначався за умови тільки гнучкості, то перевірка їх несучої здатності обов'язкова.

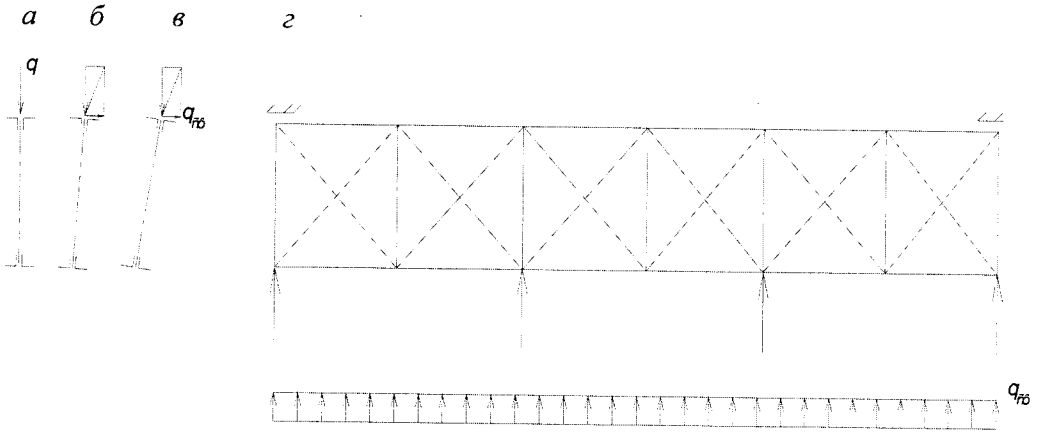


Рис. 3.1. Перекіс ферми покриття:
 а – проектне положення; б, в – перекуси відповідно верхнього пояса і всієї ферми;
 г – розрахункова схема кроквяної ферми

Часто немає зручності не тільки для вимірювання розмірів поперечних перерізів елементів несучих конструкцій, а навіть для встановлення форми перерізів. Таке буває, наприклад, якщо частини перерізів конструкцій і споруд потрапляють у бетон або мурування внаслідок якихось „технічних” рішень під час експлуатації (не треба плутати з конструктивними рішеннями, коли бетон включається до спільної роботи з металевим стрижнем чи конструкцією). Звільняти елементи від зайвого треба обережно, щоб не пошкодити несучий елемент. Коли це зробити неможливо, слід застосувати інші методи встановлення форми і розмірів несучих елементів (про це – в подальших главах).

У наскрізних конструкціях необхідно виявити викривлення стрижнів, щоб визначити можливі ексцентриситети дії поздовжніх зусиль і обчислити згинальні моменти, від яких з'являються додаткові напруження в поперечних перерізах стрижнів. У цих самих конструкціях треба перевірити центрування вузлів чи відхилення від проектного позацентрового їх рішення. Такі

неточності змінюють роботу вузлів і їх напружений стан. Особливу увагу необхідно приділяти стиснутим стрижням, оскільки змінюється їх граничний стан за умови стійкості.

З такою самою уважністю слід оглянути опорні частини несучих конструкцій. За час експлуатації шарнірне спирання могло перетворитись на жорстке, і навпаки. І те й інше неприпустиме. Важливим є загальний технічний стан опорних частин, включаючи те, на що спирається несуча конструкція.

Візуально депланацію поперечних перерізів стрижнів наскрізних конструкцій можна встановити тоді, коли вона набула таких розмірів і характеру, що напружений стан елементів (а це стиснуті елементи) став уже критичним, а всієї конструкції – аварійним. У нормальних випадках наявність депланації необхідно встановити вимірюванням.

Поверхневі пошкодження і дефекти (докладно про їхні види буде сказано далі) встановлюються візуально. Для точнішого їх вимірювання використовують збільшувальні лінзи та спеціальні пристосування. Внутрішні пошкодження й дефекти встановлюються за допомогою різноманітних фізичних методів дефектоскопії.

Пункт 4. Уточнення чи встановлення навантажень і впливів на будівельні об'єкти – обов'язки фахівця-будівельника. Визначення постійного навантаження від несучих і захисних конструкцій виконується за обмірювальним кресленням з використанням фактичних, можливо, довідкових, густин матеріалів. Навантаження від кранового, технологічного та іншого обладнання визначається за технічними документами чи з натури. Навантаження, зумовлені кліматичними факторами, знаходяться за правилами будівельної кліматології за даними територіальних гідрометеослужб. Визначення дійсних снігових, вітрових та інших навантажень проводять тоді, коли вони розглядаються як одна з причин аварії чи аварійного стану об'єкта обстеження. Для цього, окрім уточнення нормативних величин навантажень (нагадуємо: на 1 кв. м поверхні землі від снігу і на 1 кв. м вертикальної поверхні будівлі від тиску вітру), з'ясовується схема снігонакопичення на

покритті й коефіцієнти аеродинамічності будівлі. Встановлення схеми снігонакопичення наведено в прикладі 3.1, а визначення аеродинамічних коефіцієнтів від дії вітрового тиску на споруду – в прикладі 3.2.

Пункт 5. Для перевірки розрахунків за п. 1 достатньо використати механічні характеристики матеріалів за сертифікатами та проектними даними, а якщо їх немає, то – довідники того часу, коли виконувалось проектування об'єкта. В перевірних розрахунках за п. 7 слід використовувати дійсні механічні характеристики матеріалів: міцність при різних видах опору, модуль пружності і зсуву, коефіцієнт Пуассона (за необхідності).

Якщо відібрати зразки для визначення міцності і жорсткості матеріалів конструкцій практично неможливо без їх суттєвого ослаблення, то використовують непрямі способи визначення механічних властивостей матеріалів безпосередньо в конструкціях. Для цього існують механічні і фізичні методи.

Пункт 6 Дефектоскопія і визначення якості матеріалів із застосуванням фізичних методів докладно розглядається в другому розділі цієї частини.

Пункт 7. Необхідно виконати ретельний порівняльний аналіз результатів перевірного розрахунку і конструювання з проектом, а також з первісним і дійсним станом об'єкта – за жорсткістю, напруженнями в елементах і вузлах, наявністю тріщин (для залізобетонних конструкцій). Аналіз розбіжностей міцності, жорсткості, тріщиностійкості всієї конструкції чи окремих елементів, міцності вузлів із залученням для цього виявлених пошкоджень і дефектів (накладання їх впливу на результати аналізу) дає змогу встановити міру їхнього впливу на граничний стан конструкції. Звідси випливає зміст висновку обстеження і міркування щодо можливості поліпшення технічного стану конструкції, споруди чи неможливості здійснення цього.

Бажано, щоб перевірні розрахунки робили різні виконавці й залучали різне програмне забезпечення для автоматизованих розрахунків. Це дасть змогу уникнути помилок, які можуть відбитися на прийнятті технічних рішень при

реконструкції, та на їхній вартості чи призвести до значних матеріальних втрат у разі діагностування об'єкта як непридатного ні для реконструкції, ні для подальшої експлуатації.

Пункт 8. Результатом спеціального обстеження є висновок, у якому міститься оцінка технічного стану об'єкта в цілому чи його окремих частин і конструктивних елементів. Нагадаємо, що під об'єктом дослідження мається на увазі споруда, будівля чи конструкція. Висновок повинен бути об'єктивним і обґрунтованим. Може містити принципові пропозиції і рекомендації по реконструкції чи підсиленню, які, на думку експертів, ефективні в конкретному випадку. Технічні проекти реконструкції і підсилення виконуються окремо.

Тріщини в стінах, перекося конструкцій можуть свідчити про нерівномірне осідання будівлі чи споруди. Це небезпечний сигнал погіршення технічного стану об'єкта. Кінетика цього процесу може бути встановлена при наявності актів спостереження за осіданням об'єкта. Якщо дозволяє час, при тривалому спостереженні за об'єктом, то необхідно організувати спеціальні вимірювання процесу осідання. Репери для нівелювання розташовуються в місцях, де забезпечується їх незмінність, на об'єкті встановлюються марки – геодезичні знаки. Для спостереження за тріщинами встановлюються спеціальні маяки. При переміщені споруди маяки реагують, і за шириною їх розкриття судять про інтенсивність процесу осідання об'єкта. Для фіксації зрушення країв тріщини найпростішим прийомом є спостереження за зміною взаємного положення пари міток з обох боків тріщини.

При тривалих спостереженнях користуються щілиномірами (рис.3.2), щоб визначити вертикальну й горизонтальну складові переміщень з обох боків тріщини.

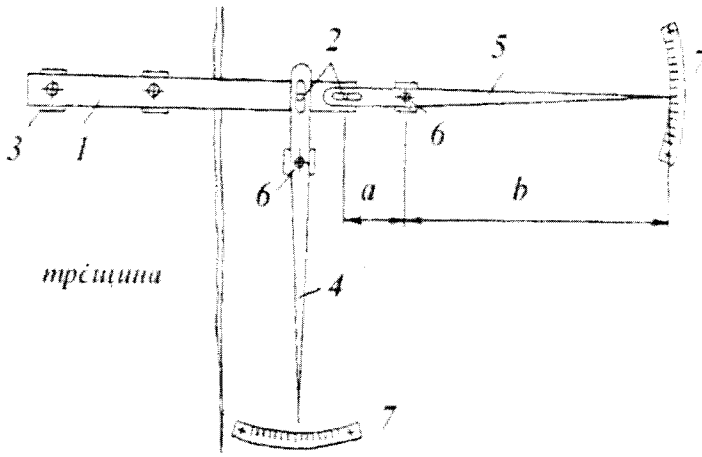


Рис. 3.2. Щілиномір

Планка 1 жорстко кріпиться з одного боку тріщини так, щоб її кінець з осями 2 був розташований по інший бік тріщини. На осі насаджені важелі 4 і 5, що обертаються на шарнірах б, закріплених на поверхні конструкцій. Ступінь збільшення і точність приладу залежить від співвідношення пліч важелів $a:b$.

БУДІВЕЛЬНА КЛІМАТОЛОГІЯ

Спостереження за станом атмосфери люди проводили протягом тисячоліть. Це зумовлено бажанням передбачити природні умови, що потрібно було насамперед у веденні сільського господарства.

Не обходили цього питання і вчені. Так, видатний французький математик, філософ і природознавець Рене Декарт (1596 – 1650) створив першу теорію вітрів, хмар і опадів, а також пояснив явище райдуги.



Рене Декарт

Не зайве студентам ознайомитися і з однією складовою філософських поглядів картезіанства (від латинізованої форми ім'я Р. Декатра – *Renatus Cartesius*: «*Cogito ergo sum*» – «Думаю, отже існую»). З принципів картезіанства Декарта почалась нова епоха наукової філософії матеріалістичного розуміння явищ природи.

Кліматологія і будівельні конструкції

Відомо, що при розрахунках будівельних конструкцій використовуються умовні, ідеалізовані розрахункові схеми. В цих схемах чи не найвиразнішою умовною складовою є ті навантаження і впливи, які зумовлені зовнішнім природним середовищем. Природа походження навантажень і впливів різна, і їхній прояв залежить не тільки від кліматичних умов, а й значною мірою від габаритів і зовнішнього обрису будівельного об'єкта. Двоїстість цих факторів становить зміст будівельної кліматології, що демонструється прикладами в цій главі. В прикладі 3.1 розглядається залежність утворення снігового навантаження від геометрії покриття будівлі. Приклад 3.2 показує, як невіддале архітектурно-конструктивне рішення даху будівлі вплинуло на формування на ньому навантаження від снігу. В цих двох прикладах кліматичний фактор у вигляді сніговітрового потоку своєрідним чином, залежно від будівельної

конструкції, перетворився на небезпечне навантаження, що призвело до руйнування конструкцій. Приклад 3.3 має непряме відношення до кліматології: розглядається утворення критичного навантаження на покриття, спричинене технологією виробництва в поєднанні з кліматичними факторами.

Фактори будівельної кліматології виявляються довготривалими спеціальними спостереженнями, але, на жаль, нерідко вони заявляють про себе внаслідок аварій і встановлюються при з'ясуванні їхніх причин. Тому автори вважають доцільним включення в підручник глави, присвяченої будівельній кліматології.

12.1. Зміст будівельної кліматології

Слово «клімат» грецьке. В перекладі українською мовою воно означає «нахил». Стародавні греки вважали, що стан атмосфери залежить лише від того, під яким кутом падає на землю сонячний промінь. Значно пізніше було з'ясовано, що не тільки сонячною радіацією, а багатьма іншими факторами, в тому числі діяльністю людини, пояснюється клімат і кліматичні зміни.

Будівельна кліматологія виникла з потреб практики, і для цілей будівництва вона має прикладний характер. Практичне значення наукового аналізу метеорологічних спостережень полягає в тому, щоб передбачити майбутні події. Мета будівельної кліматології полягає в урахуванні кліматичних факторів, які впливають на конструктивні властивості будівельних об'єктів, і, як результат, – розроблення спеціальних показників, які включені в «Будівельні норми і правила». Вимоги надійності до будівельних об'єктів стали стимулом для швидкого розвитку будівельної кліматології, в якій постановка завдань і їх вирішення визначаються об'єктами, що піддані кліматичним впливам, і вимогам правильної оцінки цих впливів.

На початку п'ятдесятих років минулого сторіччя роботи з будівельної кліматології почали широко розвиватися як у гідрометеослужбі, так і в провідних проектних і науково-дослідних організаціях. У 60-ті роки в деяких

будівельних вузах до навчальних планів було включено дисципліну «Будівельна кліматологія».

Здобутки будівельної кліматології регулярно доводилися до наукової та інженерної громадськості у вигляді спеціальних видань державного значення: наприклад, збірники «Вопросы прикладной климатологии», яких було опубліковано декілька сот, зокрема: «Климатологический справочник СССР» – Вып.10,а. По Украинской ССР. ч.3. «Снежный покров» – Вып.11а. – «Ветер» и т.п.». Цікаві відомості наведені в статті*: при підготовці СНиП «Нагрузки и воздействия» видання 1962 р. значна кількість кліматичних характеристик була запропонована будівельниками. Результати досліджень, які даються в прикладі 3.1, також знайшли впровадження в ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи».

Економічна ефективність від використання досягнень будівельної кліматології очевидна. Вона оцінюється запобіганням чи зменшенням матеріальних збитків завдяки правильному урахуванню дійсних кліматичних факторів порівняно з нормативними даними. В наведених прикладах подібні економічні розрахунки не виконувалися, але питання економіки в них відчутні.

З різноманітних кліматичних факторів у прикладах розглянуті тільки сніг і вітер, які впливають на формування відповідних навантажень.

12.2. Дослідження кліматичних показників для будівельних норм

Вирішення завдань будівельної кліматології складається з таких етапів:

- 1) вивчення впливу метеорологічних умов на будівельний об'єкт і визначення кліматичних показників, які дають змогу краще врахувати ці впливи при проектуванні;
- 2) розроблення методу встановлення кількісної характеристики кліматичних показників шляхом оброблення даних метеорологічних спостережень;
- 3) розроблення рекомендацій по використанню отриманих результатів у проектній практиці.

* Анапольская Л.Е., Заварина Н.В. Исследования по строительной климатологии в СССР и за рубежом. – Труды ГГО, 1967.

Перший етап роботи є змістом прикладної метеорології. Він визначає напрям кліматологічних досліджень на підставі натурних спостережень у природних умовах. На цьому етапі відбувається класифікація впливів метеорологічних умов по об'єктах дослідження. Наприклад, сніг утворює навантаження на покриттях будівель і споруд, але ж відомий позитивний вплив снігу на поверхні землі для сільського господарства. У цих двох випадках мета досліджень і шляхи реалізації мети різні.

Другий приклад. Вітер здуває сніг з покриттів при відсутності перешкод і, навпаки, при наявності перешкод утворює снігові намети, які можуть призвести до руйнування покриття. Один і той самий кліматичний фактор проявляє позитивний і негативний вплив на об'єкт. Останнє є змістом *другого етапу* вирішення завдань будівельної кліматології. Такі завдання вирішуються переважно в науково-дослідних інститутах із застосуванням спеціального обладнання. Зіставлення отриманих таким шляхом кліматичних факторів з даними метеорологічних станцій дає змогу встановити наявність закономірностей між факторами будівельної кліматології та кліматичними показниками. На цьому ґрунтуються прогнози – не клімату, а можливого впливу кліматичних показників на кількісні параметри факторів будівельної кліматології. Статистичний масив таких зіставлень дає можливість розробити в умовах лабораторій штучний клімат. Камери штучного клімату розширюють можливість досліджень будівельних конструкцій у різних кліматичних умовах. Розробляються методи моделювання і фізичного аналізу процесів дії кліматичних факторів на об'єкт дослідження. Прикладом такої лабораторної установки може бути аеродинамічна камера, в якій випробовується модель об'єкта. З'являється можливість відтворити різні вітрові дії на об'єкт, для якого вітрове навантаження є основним.

Третій етап вирішення завдань будівельної кліматології вирішується аналітично. Використання безпосередньо показників будівельної кліматології спрощує і прискорює впровадження їх у практику. Однак проектування на основі середніх значень окремих показників не можна вважати надійним. Самі

по собі середні показники спостерігаються рідко, і забезпеченість значень, які перевищують середню величину, становить не більш ніж 50 %. Орієнтація на екстремальні показники при вирішенні практичних завдань невігідна. В такому разі запроектована будівля чи споруда матиме надмірний запас міцності, що економічно недоцільно. Важливою складовою останнього етапу є перетворення кліматичних показників на прикладні, зручні для використання інженерами-проектувальниками. При цьому прикладні показники повинні давати кінцевий результат з необхідною гарантією забезпеченості вимог нормативних документів по проектуванню.

12.3. Коротка історія створення кліматичних нормативів для будівництва

У цьому історичному нарисі будівельна кліматологія розглядається ширше, а не тільки з позиції проектування конструкцій, будівель і споруд. У будівельній практиці врахування клімату впливає на вибір місцевості для міста, розташування в ньому промислових підприємств, житлових масивів, зон відпочинку і т. ін. Кліматом визначається архітектурно-планувальне рішення об'єктів будівництва. Від клімату залежить тривалість експлуатації будівель і споруд, врешті-решт – комфортність умов роботи, життя та відпочинку людей.

Кількісні кліматичні показники для оцінювання впливу клімату на будівлі й споруди як обов'язкові нормативи почали використовуватися порівняно недавно. Це не означає, що раніше зовсім не враховувався вплив клімату на житло людини. На основі досвіду багатьох століть людство розробило правила будівництва житла. В північних регіонах будувалися низькі зрубні оселі з дахом, спроможним сприймати навантаження від снігу. В південних регіонах будувалися, наприклад, мазанки із солом'яними дахами. Традиційними для південних місцевостей були домівки з верандами та глибокими лоджіями. У місцевостях з великою кількістю атмосферних опадів і переважно похмурою влітку погодою будували оселі з високим цоколем, крутими дахами з великими звісами. Тобто створювалися типи житла, в яких відображений вплив

специфічних кліматичних умов. Недаремно зараз архітектори все частіше використовують у своїх проектах багатовіковий досвід народного житла.

Нині сфера досліджень будівельної кліматології розширюється. Вона все більше спрямовується до вимог архітектури і будівництва, відбуваються зміни й поглиблення змісту будівельної кліматології. З'являються нові її напрями: транспортна кліматологія, курортна кліматологія, авіаційна і морська кліматології – у них прикладна кліматологія вирішує специфічні завдання.

12.4. Зв'язок кліматичного показника з нормативною вимогою

При вирішенні інженерних завдань кліматичні показники входять у розрахункові формули у вигляді кількісних параметрів. Ці параметри визначаються за відповідними метеорологічними величинами. Для цього слід установити зв'язок між метеорологічною величиною і необхідним нормативом.

Припустимо, що будівельний розрахунковий норматив N установлений за результатами експериментальних чи теоретичних досліджень. Завдання будівельної кліматології полягає в тому, щоб установити наявність зв'язку $N = f(x)$, де x – метеорологічний показник, отриманий за результатами будівельної кліматології. Для того щоб визначити функцію $f(x)$, треба мати ряди значень x і N , послідовних у часі.

Розглянемо приклад. Відомо, що зв'язок між тиском вітру на вертикальну поверхню із швидкістю вітру апроксимовано рівнянням кінетичної енергії

$$q = \frac{\rho v^2}{2g}, \quad (3.1)$$

де ρ – щільність повітря, в кг/м^3 ;

v – швидкість вітру, в м/сек. ;

g – прискорення сили тяжіння $9,8 \text{ м/сек}^2$.

Величина q відома з фізики; вона дорівнює вітровому навантаженню від вітру на вертикальну площину, за винятком ділянок, близьких до зовнішнього

контуру цієї площини. Завдання метеорології – надати значення v по висоті від поверхні землі і ρ для різних місцевостей у різні періоди року, за місяцями, днями. Ці відомості даються в нормативних документах (навантаження і впливи) у вигляді схем районування території держави (рис. 9.1 в ДБН В.1.2 – 2:2006).

Фахівці-будівельники, можливо, разом з метеорологами, спеціально досліджують розподіл швидкостей v і щільності ρ повітря при обстеженні будівель і споруд у періоди збуджень вітру. Встановлюються ці величини залежно від розміщення об'єкта дослідження в умовах забудови. Таким чином, визначаються аеродинамічні коефіцієнти, які дають картину розподілу вітрового тиску і відповідно – навантаження на об'єкт. Внаслідок таких досліджень встановлено диференційовані коефіцієнти C_i , які вказані в п.9.7 ДБН В.1.2-2:2006.

12.5. Ступінь ризику при проектуванні з використанням нормативних величин

Нормативні величини визначаються за імовірними значеннями метеорологічного показника. Звичайно, імовірності перетворюють на періоди повторюваності нормативу. Різні навантаження на споруди належать до періодів повторювання їхньої максимальної величини один раз на 5, 10, 50 років. Від кількості років спостереження залежить інтегральна крива розподілу повторювання, а отже, точність розрахунку кліматологічного нормативу. Проектувальник при виборі нормативу для метеорологічного навантаження повинен знати, з якою імовірністю за термін експлуатації споруди дійсне навантаження перевершить нормативне принаймні хоч один раз. У цьому полягає ступінь ризику, який допускається.

Імовірність перевершення нормативу за вибраний термін визначається відомими співвідношеннями теорії імовірності. Якщо імовірнісні значення нормативу розраховані статистичною екстраполяцією розподілу річних

максимумів метеорологічного показника, то період повторювання нормативу (T) та імовірність (ψ) того, що навантаження перевершить нормативне значення (x) принаймні один раз на рік, пов'язані співвідношеннями $\psi T = 1$, звідки $\psi = 1/T$. Імовірність того, що протягом року навантаження не перевершить величину x , така:

$$\varphi = 1 - \psi = 1 - (1/T). \quad (3.2)$$

Імовірність того, що в жодному році за n років навантаження не перевершить x , становитиме:

$$\rho = \varphi^n = (1 - 1/T)^n. \quad (3.3)$$

Імовірність того, що навантаження перевершить x хоча б один раз за n років, визначає ступінь ризику за обраний термін

$$R = 1 - P = 1 - (1 - 1/T)^n. \quad (3.4)$$

З формули (3.4) можна вирішити обернену задачу: знайти для об'єкта, що проектується на термін n років, період повторювання нормативного навантаження при допустимому ступені ризику. Однак не для всіх кліматичних показників є наявні тривалі періоди спостережень, за якими можна було б надійно визначити їхню розрахункову величину, що може спостерігатися протягом тривалих термінів. Тому в розрахунки вводяться коефіцієнти надійності навантажень v_f залежно від заданого середнього періоду повторюваності.

Продовжимо приклад з попереднього параграфа. На підставі досліджень будівельної кліматології в ДБН В.1.2.2-2006 виведено формулу для граничного розрахункового значення вітрового навантаження

$$W_m = v_{fm} W_0 C, \quad (3.5)$$

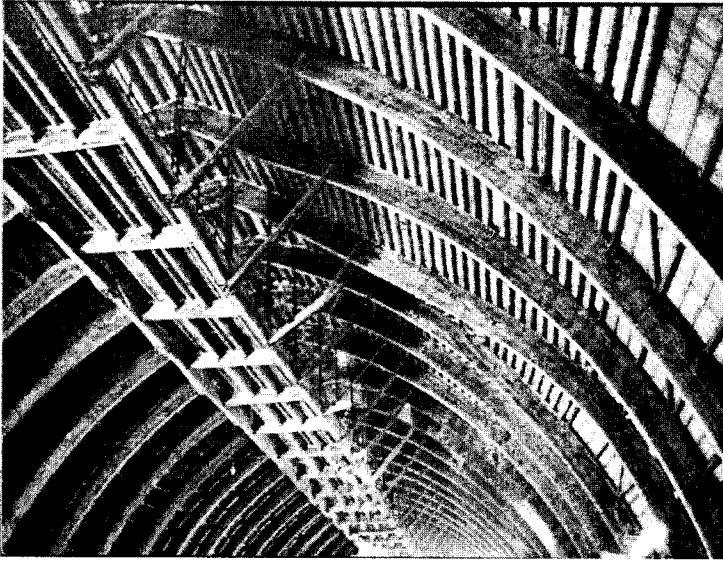
де v_{fm} визначається по табл.9.1, коефіцієнт C визначається за п.9.7

$$C = C_{aer} C_n C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d. \quad (3.6)$$

*Приклад 3.1 Снігове навантаження на арочному покритті**

У ланцюг технологічних споруд підприємств з видобутку й переробки калійної сировини для отримання міндобрив входять склади-накопичувачі. Несучими конструкціями покриттів складів є стрільчасті арки з клеєної деревини прольотом 45 м і заввишки 22,5 м.

а)



б)

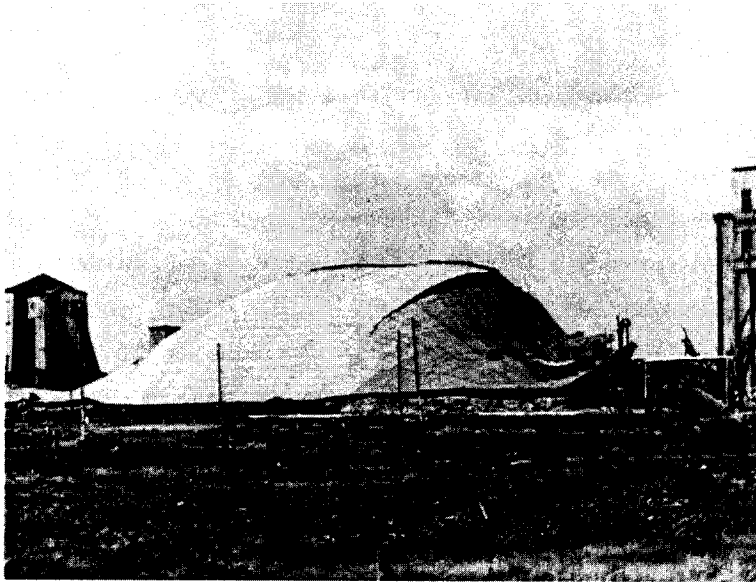


Рис. 3.3. Деформації несучих арок покриття (а) і руйнування покриття (б)

* Дослідження виконав проф. В.З. Кліменко.

Протягом трьох-чотирьох років скоїлося руйнування декількох покриттів (для навчального прикладу місце розташування складів не має значення).

На рис. 3.3, *а* показано характер деформування декількох арок перерізом 30×120 см, якого вони набули взимку. Максимальний прогин однієї напіварки на ділянці поблизу гребеня становив 60 см. Сталося навіть руйнування похилої підвіски транспортерної галереї. Сусідні напіварки також набули деформації. Можна говорити вже про початок руйнування арок. Сніг з покриття очистили, але ніяких конструктивних заходів щодо підсилення арок зроблено не було. Через два роки зруйнувалося це покриття (рис. 3.3, *б*). В той самий час зруйнувалося декілька арок на іншому складі на стадії будівництва (рис. 3.4). Автор прикладу був залучений до комісії по розслідуванню причин аварії.

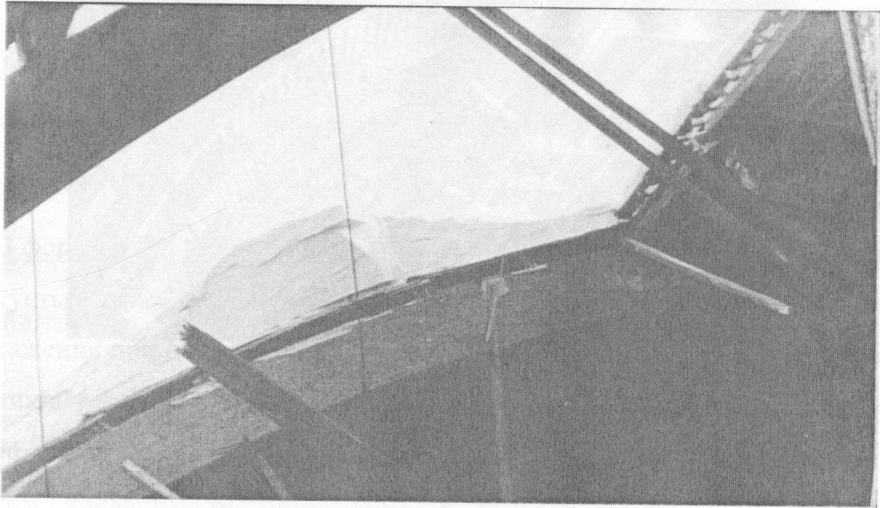


Рис.3.4. Відкладання снігу на несучих арках покриття

Було встановлено цілий комплекс причин аварії: низька якість клеєної деревини, прорахунки проектувальників (про це – в іншому прикладі), невідповідність дійсного снігового навантаження нормативним даним. На останньому зупинимось докладніше, опускаючи технічні подробиці виконання роботи. Було помічено, що між формою снігового навантаження на покритті арочного обрису за чинними на той час нормами «Навантаження та впливи» (рис. 3.5, *а*) і дійсним характером снігонакопичення (рис. 3.5, *б*) спільним є тільки те, що навантаження утворюється на підвітряному скаті на ділянці в межах від гребеня покриття до місця, в якому кут нахилу дотичної до кривої дорівнює 50° .

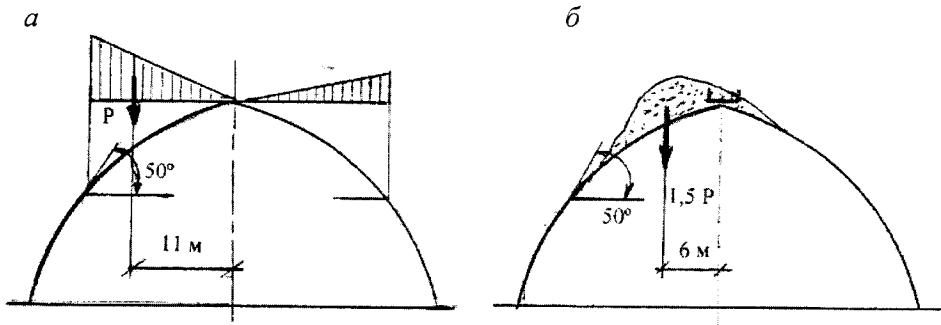


Рис.3.5. Схеми снігового навантаження

a – схема за СНіП 2.01.07-85; *б* – дійсний характер снігонакопичення

Для встановлення дійсного снігового навантаження на арокне покриття було проведено комплекс необхідних для цього робіт: 1) проаналізовано кліматичні фактори, які впливають на формування снігового відкладення на покритті, – вітровий і сніговий режими місцевості; 2) оброблено статистичні дані місцевої й територіальної гідрометеослужби; 3) виміряно на об'єктах висоту снігового шару і щільність снігу; 4) представлено результати дослідження у формі, прийнятій для нормативного документа.

Кліматична характеристика району будівництва. У дослідженні використано метеорологічні дані з таких першоджерел:

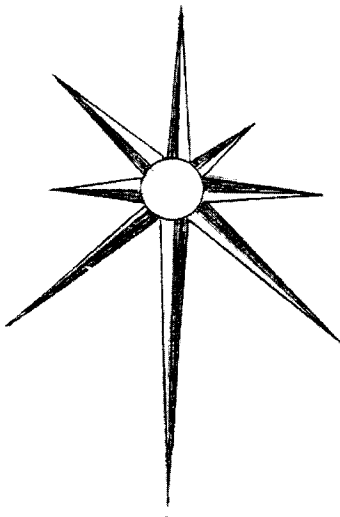
- Справочник по климату СССР. – Вып. 9, ч. N. Дані по метеостанції N-ої місцевості;
- Кліматична характеристика N-ої місцевості за останні декілька десятків років, складена бюро гідрометеорологічних розрахунків територіального управління гідрометеослужби:

- вітровий режим;
- сніговий покрив на поверхні землі;
- дані снігозйомок на останній день декади;
- дані про температуру повітря;
- дані про щільність снігу.

Роза вітрів має вигляд, наведений на рисунку. Домінують південні напрямки, особливо взимку і навесні. Це дуже важливо у зв'язку з тим, що збігається з періодом інтенсивних опадів снігу. Повторюваність напрямку вітру Повторюваність напрямку вітру показано в табл. 3.1.

Повторюваність напрямків вітру, %

Напрямки	П _ч	П _{чС}	С	П _{дС}	П _д	П _{дЗ}	З	П _з	Штиль
Періоди									
Зима	6	5	9	23	35	12	3	7	15
Весна	14	7	8	14	23	15	7	12	12
Літо	18	10	9	11	14	11	8	19	14
Осінь	10	4	7	15	25	15	9	15	11



Роза вітрів

Швидкість повітря в зимово-весняний період близька до середньої, а в березні, коли трапляються найбільші снігопади, швидкість вітру максимальна – 5 м/сек. У цей період трапляються відлиги, від чого щільність снігу збільшується. Зберігання продукту виробництва в складі супроводжується тепловідленням, і взимку це так само сприяє збільшенню щільності снігу на покритті.

Сніговий режим. Місцевість, про яку йдеться, за класифікацію по сніговому покриву належить до помірних широт зі стійким сніговим покривом: це означає, що сніг узимку не тоне, а постійно збільшується до теплого періоду весни. Для такої місцевості характерним є те, що відмінності у строках утворення і руйнування снігового покриву за роками малі. Максимум висоти снігового покриву спостерігається в лютому-березні, в цей самий період щільність снігу стає максимальною. У табл. 3.2. наведено дані повторюваності (у %) середньої висоти снігового покриву на поверхні землі (в см) у третій декаді місяця.

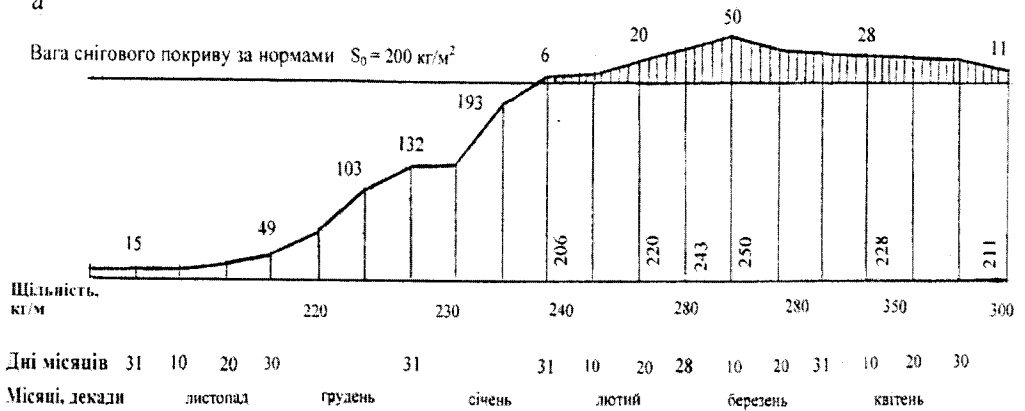
Без дужок – на польових ділянках, у дужках – у лісі.

Висота снігового покриву $h = 76\text{--}100$ см на польових ділянках у третій декаді березня має забезпеченість 1 %, а на лісових – 14 %. А що відбувається на ділянках підприємств із різними за висотою і габаритами спорудами і будівлями? Очевидно, що для цілей будівельної кліматології треба виконувати заміри в умовах будівельного майданчика чи діючого підприємства.

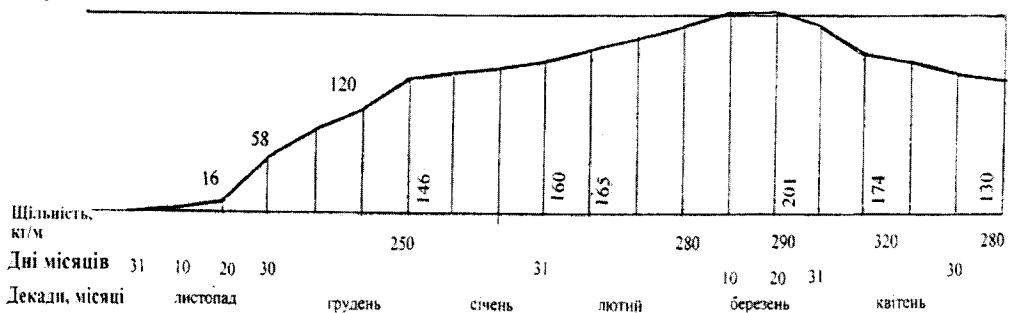
**Повторюваність середньої висоти снігового покриву
на поверхні землі у третій декаді місяця, %**

h, см	1-5	6-10	11-20	21-30	31-50	51-75	76-100
Місяць							
Грудень		2	49	41	8		
				(32)	(60)		
Січень			14	40	43	3	
				(2)	(68)	(28)	
Лютий			3	27	54	15	1
					(34)	(51)	(15)
Березень			2	30	47	20	1
					(17)	(64)	(14)

а



б

Рис. 3.6. Сніговий покрив на поверхні землі, кг/м^2

У період формування снігового навантаження на арочних покриттях складів у лютому-березні висота снігового покриву 31–75 см мала забезпеченість значно більше від половини всіх спостережень.

За даними територіального управління по гідрометеорології і контролю природного середовища, за термін 34 роки побудовані візуальні картини кінетики утворення снігового покриву на поверхні землі. На рис. 3.6 наведено картини тільки для двох років: перша – для тієї зими, коли сталися помітні деформації напіварок, (рис. 3.6, *а*), а друга – для зими через два роки, коли відбулося руйнування покриття (рис. 3.6, *б*). Перша зима виявилася винятково багатосніжною за весь термін спостереження. Вага снігового покриву на 1 м² поверхні землі перевищувала нормативне значення протягом 70 днів. Спостереження за формуванням снігового покриву на арочних покриттях складів, які не мають змін у профілі покриттів за довжиною, засвідчили, що на таких одноманітних поверхнях сніг відкладається дуже нерівномірно (рис. 3.7). По довжині покриттів утворювалися намети. В цих місцях несучі конструкції значно більш навантажені порівняно з іншими місцями. Через два роки зима виявилася також досить багатосніжною порівняно з іншими. Вага снігового покриву за величиною, близькою до нормативного значення, була протягом трьох місяців. Саме при максимуму ваги снігу трапилися випадки руйнування арок.

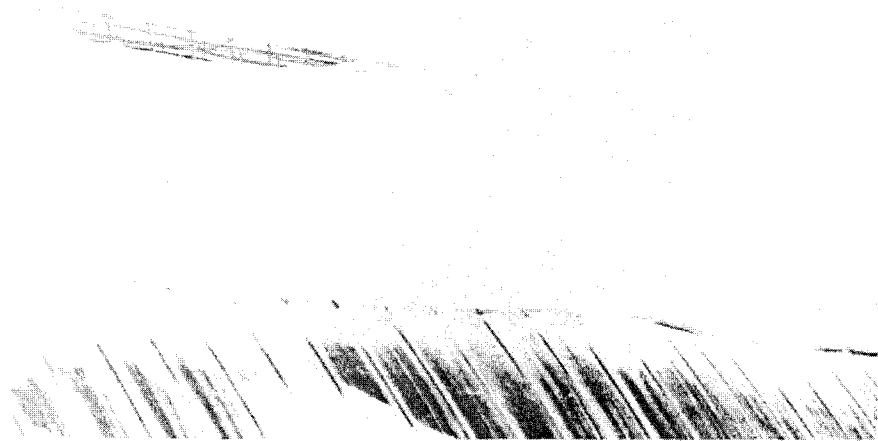


Рис. 3.7. Нерівномірність снігонакопичення на арочному покритті

Формування сніговідкладення на арочному покритті стрільчастого обрису. Розглянуті вище кліматичні фактори сприяють специфічному формуванню сніговідкладення на арочному покритті стрілоподібного обрису. Ця специфічність притаманна при будь-якій

орієнтації складів відносно сторін світу, відмінність полягає тільки в кількості снігу, який затримується на покритті, а форми сніговідкладення однакові. Це дає підстави основною причиною формоутворення сніговідкладення вважати наявність у гребені арочного покриття «перелому». Цей перелом профілю покриття суттєво змінює умови проходження сніговітрового потоку над гребенем. Рух потоку відбувається не плавно, як над циліндричним профілем, а відбувається «зрив» снігопотоку над гребенем, як показано на рис. 3.8.

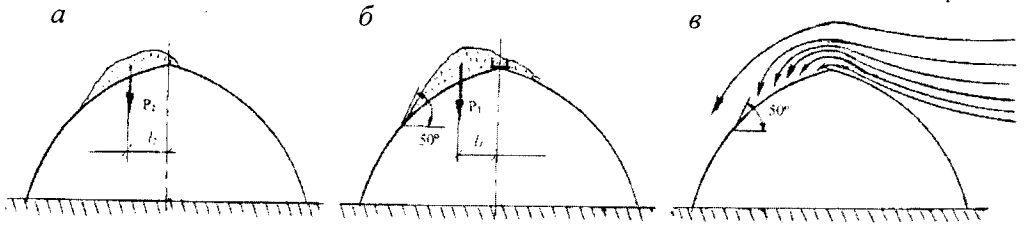


Рис. 3.8. Формування снігового покриву на покритті стрільчастого профілю

Плавність навітряного скату вносить особливість у формоутворення сніговідкладення на арочному покритті стрілоподібного обрису. Сніговітровий потік вільно пливе по навітряному схилу, тому в усіх спостереженнях не було сніговідкладення на навітряних схилах покриттів. Наявність ходового містка із сухотрубом дещо змінює характер сніговідкладення, збільшуючи масу снігу на покритті (рис. 3.8, б), порівняно з покриттям без ходового містка (рис. 3.8, а).

Для кількісного оцінювання снігонакопичення на аналогічних п'яти покриттях від гребеня уздовж схилу крізь сніг влаштували траншеї (буквально). Це дало змогу виміряти висоту снігового замету і щільність снігу в різних шарах. Висота снігонакопичення залежить від орієнтації покриття відносно сторін світу, щільність – від температурного режиму всередині складу. Максимальна висота снігу на покритті була в межах 1,8 м – 3 м, і його накопичення виявилось несподіваним.

Характер дійсного снігонакопичення (рис. 3.9) спостерігався на декількох арочних покриттях незалежно від орієнтації будівель відносно сторін світу. Від орієнтації залежить інтенсивність сніговідкладення. Це свідчить про феноменологічність утворення снігового навантаження на арочному покритті стрілоподібного обрису. Остання обставина стала аргументом для прийняття снігового навантаження в ДБН В.1.2-2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування» (додаток Ж, схема 2').

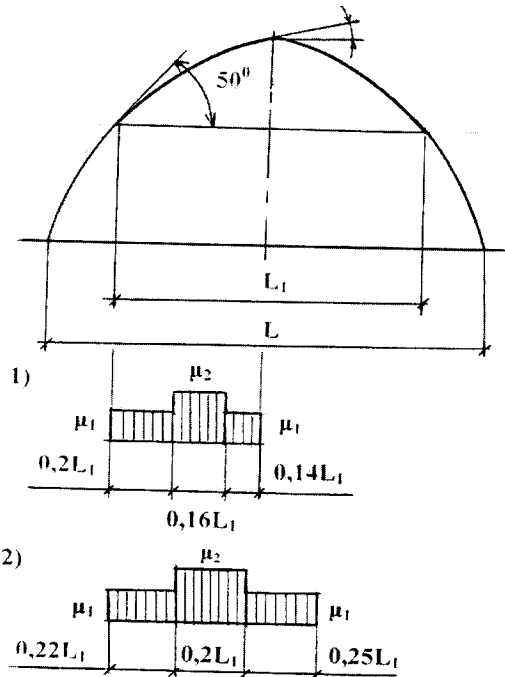


Рис. 3.9. Схема снігового навантаження на покритті стрільчастого обрису:
 варіант I – застосовується для покриттів без ходового містка;
 варіант II – застосовується для покриттів з ходовим містком

Відмінність у схемах навантаження за діючими на момент проектування складів нормами і фактичними суттєва. По-перше, маса снігу значно більша; по-друге, центр ваги розташований значно ближче до гребеня. Це кардинально змінює характер дії розрахункового згинального моменту.

За даними територіального управління гідрометеорології за період 30 років було встановлено, що зима, коли відбулося руйнування арок, виявилася найбільш багатосніжною. Протягом семи тижнів фактична вага снігу перевищувала на 25 % нормативну величину, встановлену за проміжком часу, в якому не було такої багатосніжної зими. Наступна зима була малосніжною, міцності арок, навіть вже з ознаками руйнування, вистачило. А чергова зима знову виявилась багатосніжною, хоча дещо менше, ніж за два роки. Однак міцності арок з ознаками руйнування виявилось недостатньо, і покриття обвалилося.

Приклад 3.2. Снігове навантаження на плоскому покритті

Приводом для дослідження накопичення снігу на покритті стала втрата несучої здатності прогонів покриття.

Покрівля покриття будівлі (рис. 3.10) виконана з профільованого настилу PR-32. Ухил покрівлі становить 6 %. Тобто відповідно до ДБН В.1.2-2:2006 (додаток Ж, схема 1), передбачається на покритті рівномірно розподілене навантаження від снігу з коефіцієнтом $\mu = 1$. В проектній документації об'єкта, що досліджувався відсутні технічні рішення по влаштуванню парапетів. В той же час при зведенні з'явився парапет в здовж повздовжньої осі А висотою 0,89 м, а уздовж поперечної осі 23 влаштували ступінчастий парапет торцевої стіни, висота якого від кута даху до гребеня становить: 1,0; 1,7; 2,4 м. Наявність парапетів суттєво вплинула на снігонакопичення на даху будівлі. Крім того ситуація посилилася влаштуванням конструкцій рекламних щитів на покритті.

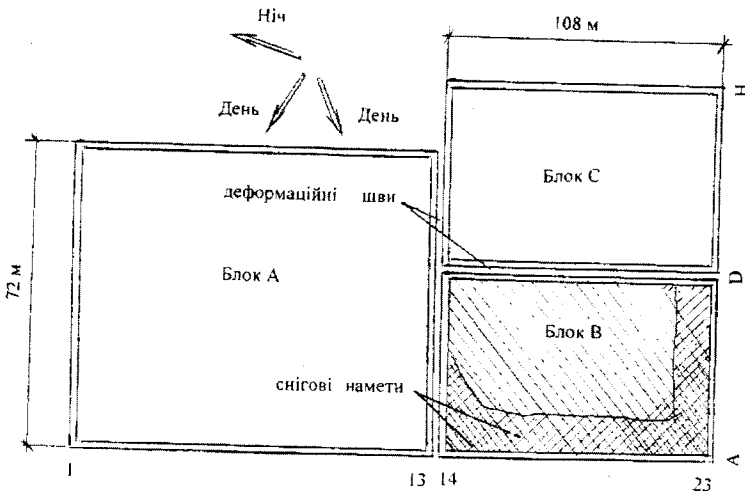


Рис. 3.10. Загальний вигляд і план будівлі.

Напрямок вітрів у день, коли сталося руйнування прогонів

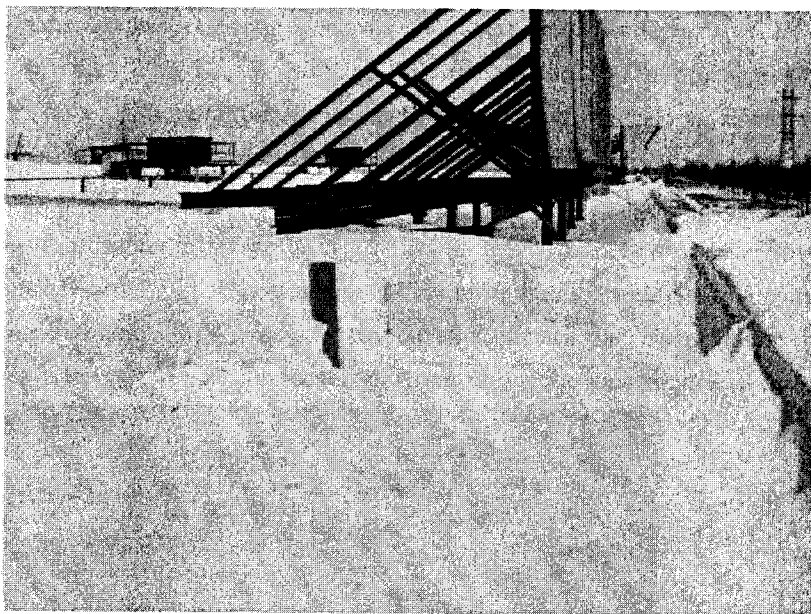


Рис. 3.11. Снігонакопичення по осі А (див. рис. 3.10) в місцях розміщення рекламних щитів

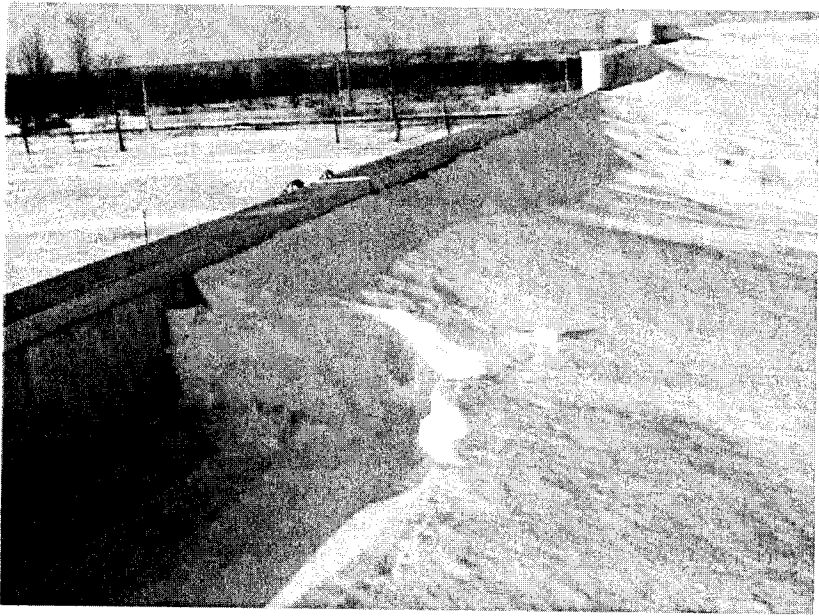


Рис. 3.12. Намети біля парпетів



Рис. 3.13. Сніг на даху в осях 22 – 23 × А1 – В (див. рис. 3.10) до і під час прибирання на деформованій ділянці даху

Снігонакопичення на даху блока В відбувалося протягом однієї доби переважно вдень. Потужні снігові намети утворилися завдяки наявності на шляху сніговітрового потоку парпетів (рис. 3.12). На даху блока В снігу накопичилося значно більше, ніж на дахах

сусідніх блоків А і С. Особливо інтенсивно відкладався сніг на ділянках даху шириною 15...20 м із суттєвою концентрацією його безпосередньо поблизу парапетів. За даними місцевого центру з гідрометеорології кількість опадів за останні чотири дні становила 124 % місячної норми. Згідно з даними ТОВ «Будівельна лабораторія», фактичне снігове навантаження на день руйнування прогонів становило $2,95 \text{ кН/м}^2$. У проектному рішенні, відповідно до діючих на той час СНіП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия», нормативне снігове навантаження дорівнювало 50 кг/м^2 і коефіцієнт надійності 1,6. Фактичне снігове навантаження перевищувало розрахункове в 3,28 рази. Дуже суттєво вплинули на інтенсивність снігонакопичення рекламні конструкції, встановлені над парапетом по осі А, де висота снігових наметів сягала 1 м. Досвід експлуатації об'єктів з подібними рішеннями дахів повинен бути узагальнений у вигляді пропозицій до норм проектування.

Приклад 3.3. Обстеження і дослідження роботи сталеві надшахтної будови

За своїм змістом цей приклад може бути розміщений у кожній частині підручника. У проведеному кафедрою МДК КНУБіА дослідженні роботи сталеві надшахтної будови наявні ознаки випробування натурного об'єкта, елементи обстеження споруди і випробування моделі. У цю частину приклад поміщено тому, що ознак обстеження споруди більше, ніж інших складових, до того ж випробування можна розглядати як складову обстеження. Розглянемо ці складові кожен окремо.

Свого часу проф. М.М. Жербін запропонував принципово нову конструктивну форму надшахтного копра у вигляді металевго циліндра (рис. 3.14), яка знайшла застосування в практиці будівництва і отримала назву копер системи Жербіна.

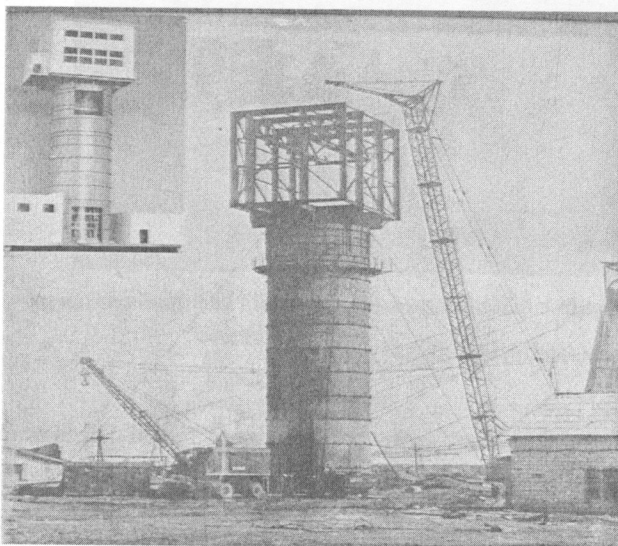


Рис.3.14. Циліндричний копер системи Жербіна

Після завершення будівництва співробітники кафедри тривалий час спостерігали за експериментальною конструкцією копра. Спостереження мали таку мету: 1) уточнення розподілу вітрового тиску (навантаження) по периметру циліндра; 2) деформовано-напружений стан циліндра. Перше належить до обстеження і будівельної кліматології, а друге – до випробування натурального об'єкта (після здачі його в експлуатацію).

Обстеження. Виконувалось це із застосуванням дуже простого пристрою – трубчастого нівеліра. Можна, звісно, закинути з цього приводу відносно точності вимірювань. Зауваження слушне. Але акуратність і багатократність проведення робіт дали цінні результати. Головним при вимірюваннях була одночасність фіксування рівнів води в сполучених посудинах, швидкості вітру і тиску повітря. Останні дві характеристики вимірювались відповідними фізичними приладами. Були визначені аеродинамічні коефіцієнти по периметру копра на різних висотах. Звертаємо увагу читача на те, що встановлення силових дій на будівельний об'єкт від кліматичних факторів, – це завдання будівельника.

Випробування. При виготовленні копра в декількох перерізах за його висотою по периметру в діаметрально протилежних місцях були встановлені штирі на відстані 20 см один від одного уздовж висоти. В цих місцях у ті самі періоди, коли виконувалася робота, що згадана вище, проводилось дослідження деформацій за допомогою механічних компараторів. Було отримано дуже цікавий і корисний матеріал щодо напруженого стану копра при вітрових збуреннях.

Вимірювання деформацій копра проводилось і в штильову погоду за відсутності прямого впливу сонячного проміння, і в сонячні дні при різному розташуванні сонця відносно об'єкта дослідження.

На жаль, ці результати не отримали логічного завершення у вигляді пропозицій до норм проектування. Ця репліка зроблена для майбутніх фахівців.

Дослідження моделі. Тут буквально моделювання „натура–модель” не виконувалось. Випробовувалася малорозмірна, відносно до натурального копра, циліндрична оболонка, розрахована по тій самій методиці, що й копер*. Навантаження моделі здійснювалось у гідравлічному пресі (рис. 3.15).

Мета дослідження полягала в з'ясуванні напружено-деформованого стану циліндра, підкріпленого кільцевими ребрами жорсткості під дією вертикального навантаження.

Результати дослідження моделі в цілому підтвердили правильність методики розрахунку копра. Уточнилося розміщення й розміри кільцевих ребер жорсткості для забезпечення місцевої стійкості стінки циліндра.

* Дослідження виконав проф. О.О.Нілов

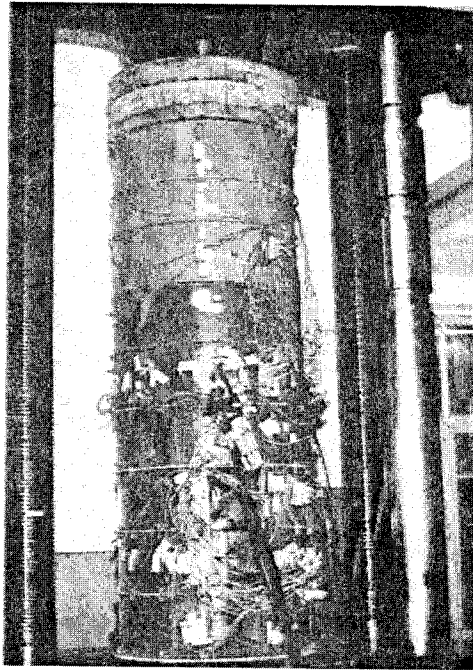


Рис. 3.15. Випробування циліндричної оболонки

Приклад 3.4. Руйнування несучих конструкцій покриття мартенівського цеху

Головний корпус мартенівського цеху – трипролітна будівля з металевим рамним каркасом (рис. 3.16). В осях В–Д нерозрізна рама складається з двогілчастих колон, жорстко закріплених до фундаментів, оголовки колон жорстко з'єднані з нерозрізним гратчастим ригелем. У прольоті Д–Е ферма покриття шарнірно з'єднана з колонами. Крок основних рам 11 м. Ригелі проміжних рам жорстко з'єднані між собою по осі Г і спираються по осях В і Д на підкроквяні ферми. Ферми покриття і ліхтаря зварні, підкроквяні ферми і вузли кріплення ферм до оголовків колон клепані. Просторова жорсткість покриття забезпечується системою горизонтальних і вертикальних зв'язків. Конструкції покриття виготовлені зі сталі ВСтЗкп, оголовки колон – зі сталі 15ХСНД, будівництво цеху здійснено протягом 1952 – 1957 рр.

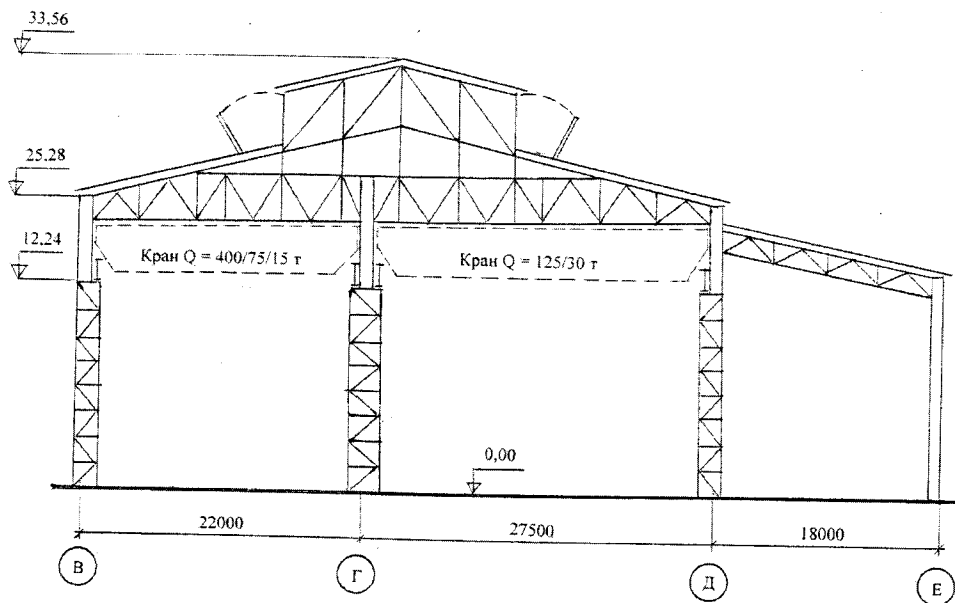


Рис. 3.16. Поперечний розріз мартенівського цеху

Оцінка проекту. Проект мартенівського цеху розроблено відповідно до норм 1946 р., які значною мірою застаріли. Руйнування цеху сталося в 1995 р. До проекту зроблено такі зауваження:

1. Проектом передбачено застосування для несучих конструкцій покриття кип'ячих сталей, які сучасними нормами для подібних конструкцій до застосування не рекомендуються.
2. Діючими на час проектування нормами не встановлювався ступінь агресивності середовища для конструкцій мартенівських цехів. Не було надійних засобів захисту металевих конструкцій. В умовах експлуатації, коли відбувається безперервно пиловиділення, оновлювати антикорозійний захист практично неможливо, тому довговічність різних елементів конструкцій різна.
3. Навантаження від пилу і снігу приймалися рівномірно розподіленими. Сучасні норми передбачають утворення снігових мішків, але не містять рекомендацій щодо можливості утворення місць із суттєвим накопиченням пилу. Непроєктні навантаження можуть привести до зміни знака зусиль в окремих елементах несучих конструкцій.
4. Прийнята конструктивна схема рами з нерозрізним ригелем призводить до появи додаткових зусиль внаслідок нерівномірних опадів і непроєктних схем навантаження.

5. У схемі обпирання другого верхнього пояса немає підкосів. Тому горизонтальні зусилля сприймаються стояками і у вузлах їхнього закріплення до верхнього пояса кроквяної ферми з'являються додаткові згинальні моменти.
6. Перерізи більшості стрижнів грат ферм і ліхтаря, а також стояків і другого верхнього пояса прийняті за умови граничної гнучкості.

Картина руйнування. У березні 1983 р. сталося часткове обвалення покриття в прольотах В – Г і Г – Д на ділянці, обмеженій двома поперечниками. Технічна комісія, що розслідувала причини аварії, констатувала те, що вона стала наслідком збільшення напружень в елементах кроквяних ферм, спричинене тривалою пульсацією вітрового навантаження. Швидкість вітру, за даними місцевої метеостанції, сягала 30 м/сек. Тоді вперше було звернуто увагу на надмірне накопичення пилу на покрівлі. Комісія рекомендувала: очистити покрівлю цеху від пилу, провести обстеження несучих конструкцій з розробкою рекомендацій щодо експлуатації цеху, зокрема щодо захисту металоконструкцій від корозії.

Рекомендації не були виконані. Накопичення пилу на покрівлі продовжувалося. Через дванадцять років зруйнувалася значна частина покриття цеху (рис. 3.17). Почалося руйнування в тому самому місці, що й у перший раз (рис. 3.18). Характер руйнування миттєвий – він стався протягом однієї хвилини. Вивчення уламків конструкцій (рис. 3.19) дало змогу гіпотетично встановити процес обвалення покриття. Почався він внаслідок руйнування верхнього пояса кроквяної ферми між осями 9 і 10 у місці утворення значного шару пилу на даху цеху.

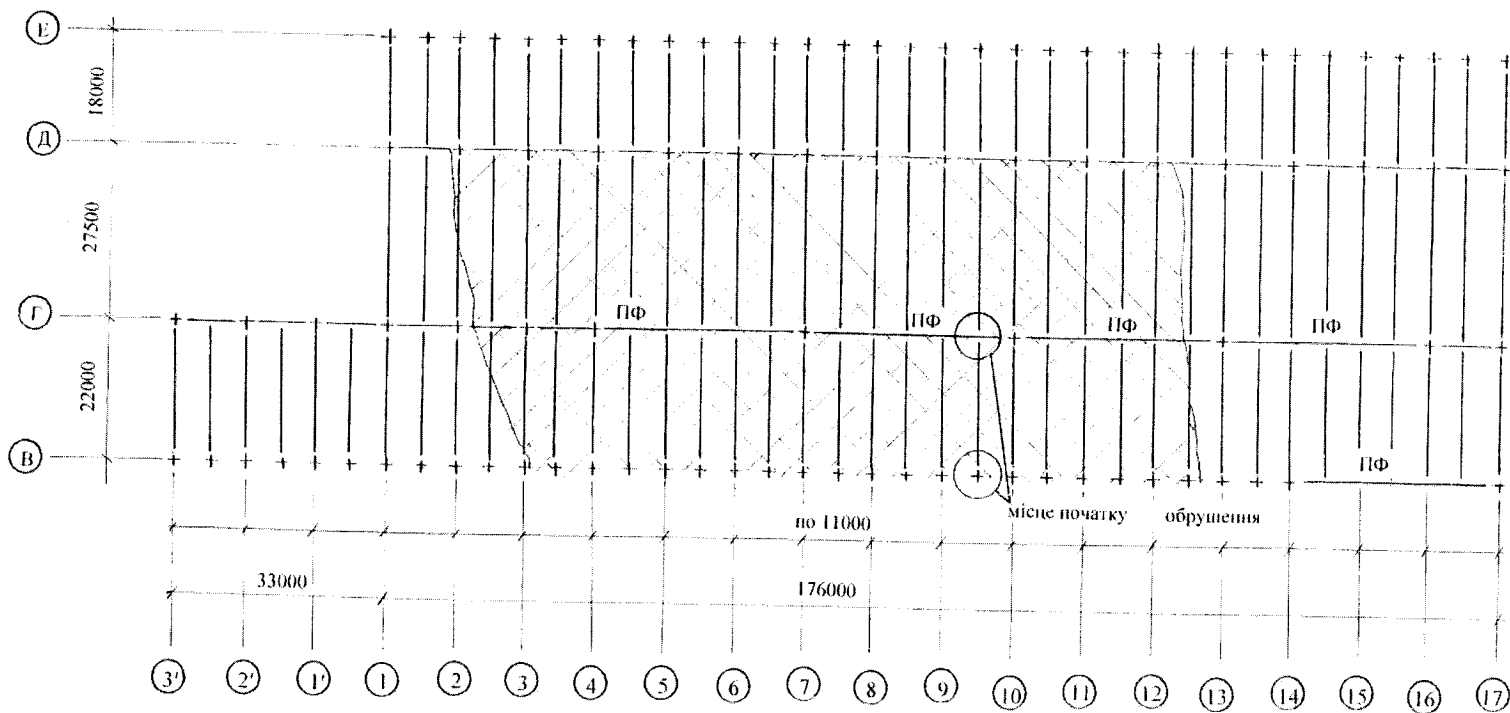


Рис. 3.17. Руйнування мартенівського цеху

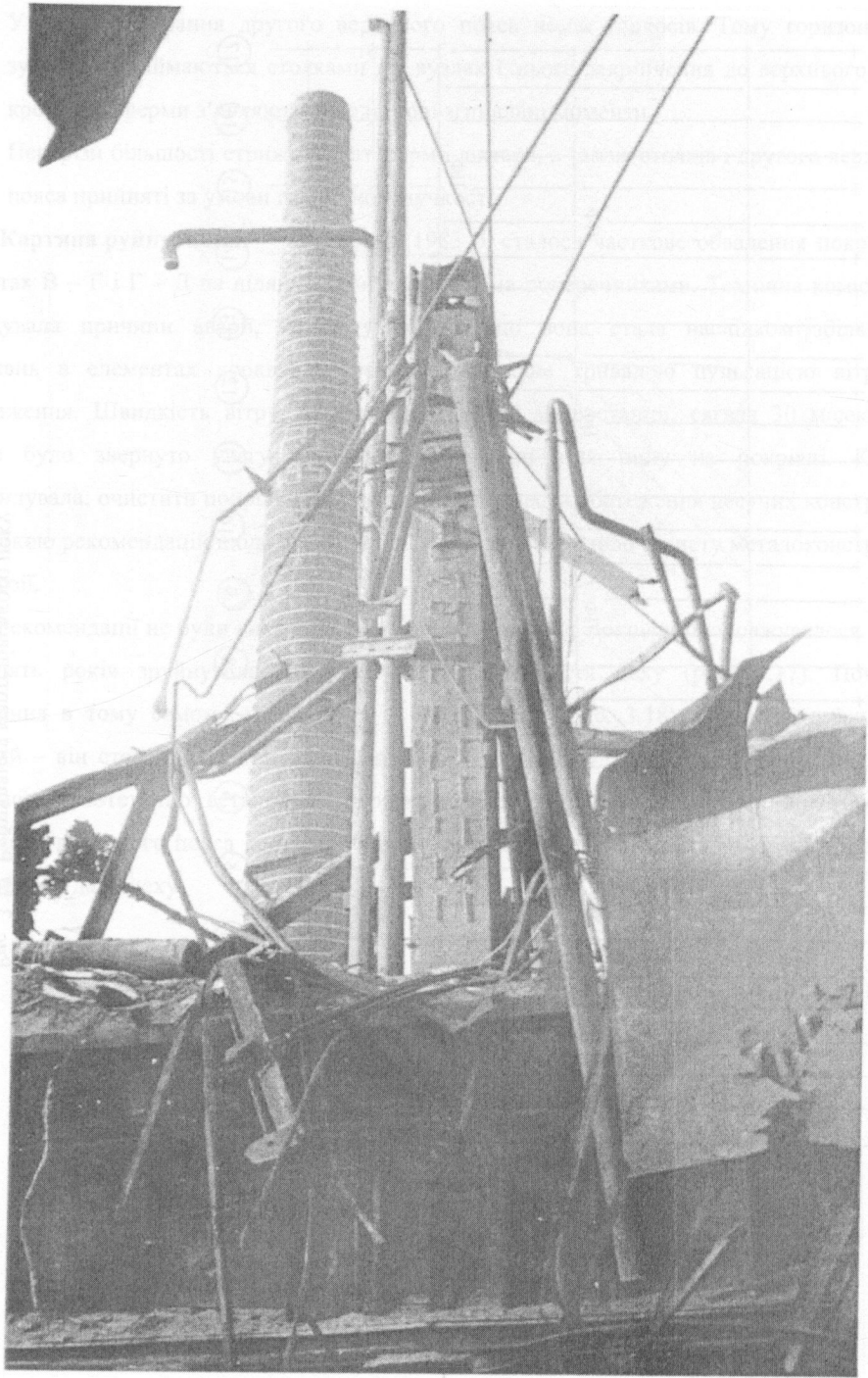


Рис.3.18. Ряд Г. Вид колони по осі 10 (див. рис. 3.17)

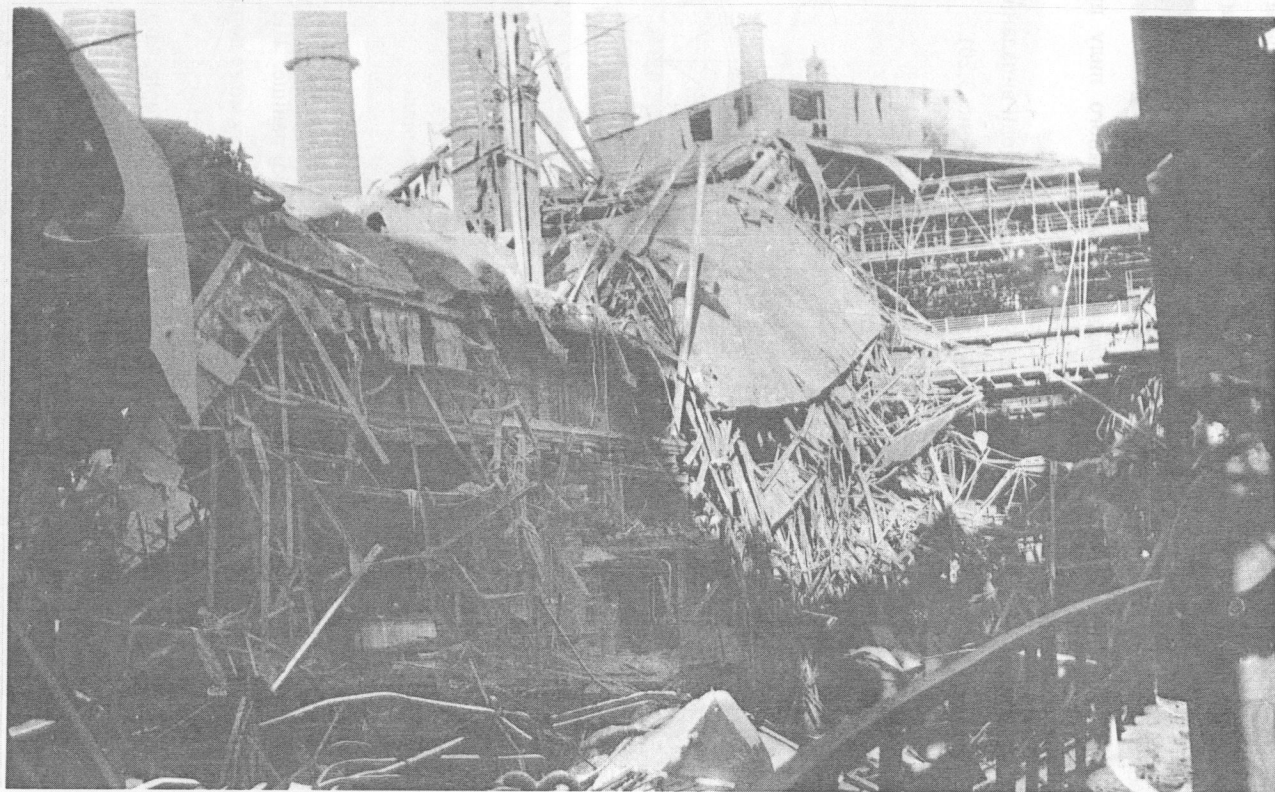


Рис. 3.19. Загальний вид руйнування покриття в осях В – Г (див. рис. 3.17)

Причина аварії. У висновку комісії відносно першого випадку руйнування ферм відзначено, що часте зволоження пилу призводить до його ущільнення й спричинює зростання навантаження на покритті. Слід було звернути увагу на цей факт. Накопичення пилу і зростання навантаження продовжувалося.

Накопичення пилу пов'язано з технологією виробництва сталі. Мартен – пилоутворюючий агрегат з інтенсивним тепловиділенням. Підвищена температура усередині цеху сприяє інтенсивності процесу цементування технологічного пилу при зволоженні атмосферними опадами (дощем і снігом).

Виділення технологічного пилу через вікна ліхтаря в періоди випадання атмосферних опадів призводило до його пошарового накопичення на покрівлі (рис. 3.20).

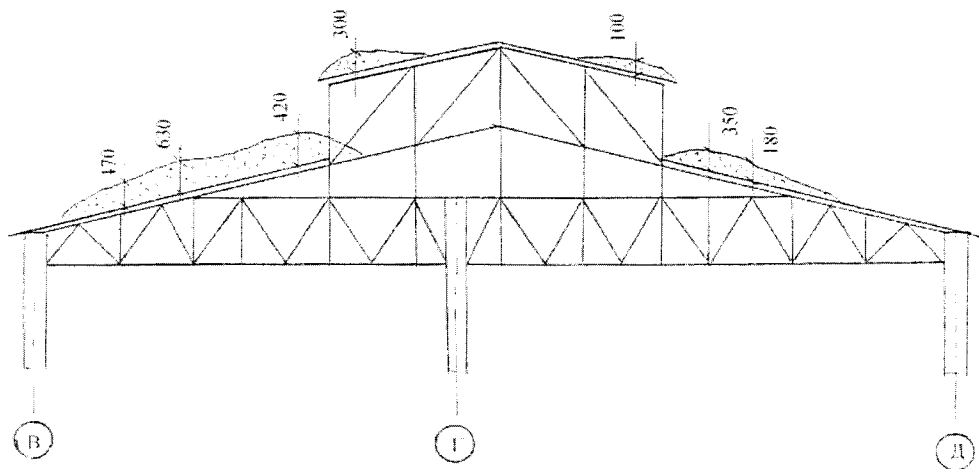


Рис.3.20. Накопичення пилу на покрівлі

Замірами встановлено, що в день аварії об'ємна щільність спресованого пилу становила $2,145 \text{ т/м}^3$. Дивно, що аварії не сталося значно раніше. Ще перша комісія попереджала про те, що максимально допустима висота шару пилу може дорівнювати 0,30 м. Подальше зростання висоти шару слід вважати аварійним.

Коментар. Цей приклад демонструє вплив різних факторів, від яких залежить надійність будівельних конструкцій. Один з них є предметом цієї глави підручника, інший не має безпосереднього відношення до обстеження будівель і споруд.

Перший фактор. Він є побічним, але безпосередньо пов'язаний з участю атмосферних впливів на формування навантаження на даху будівлі. Напевно, в суху погоду більша частина технологічного пилу відноситься з даху на землю, вітер цьому сприяє. Навпаки, у вологу погоду, а тим паче при опадах, значна кількість пилу осідає на даху разом з поглинаючою водою чи снігом. Враховуючи перший фактор, приклад поміщено в цю главу.

Другий фактор. Він є прямим у причині аварії. Пиловиділення було відоме фахівцям – проектувальникам та експлуатаційникам. На рис. 3.21 і 3.22 показано утворення навантаження на покритті від пилу, інтенсивність якого не передбачена нормативними документами і неприпустима.



Рис.3.21. Накопичення пилу на покрівлі в осях Г–Д (верхнє фото) В–Г (нижнє фото).

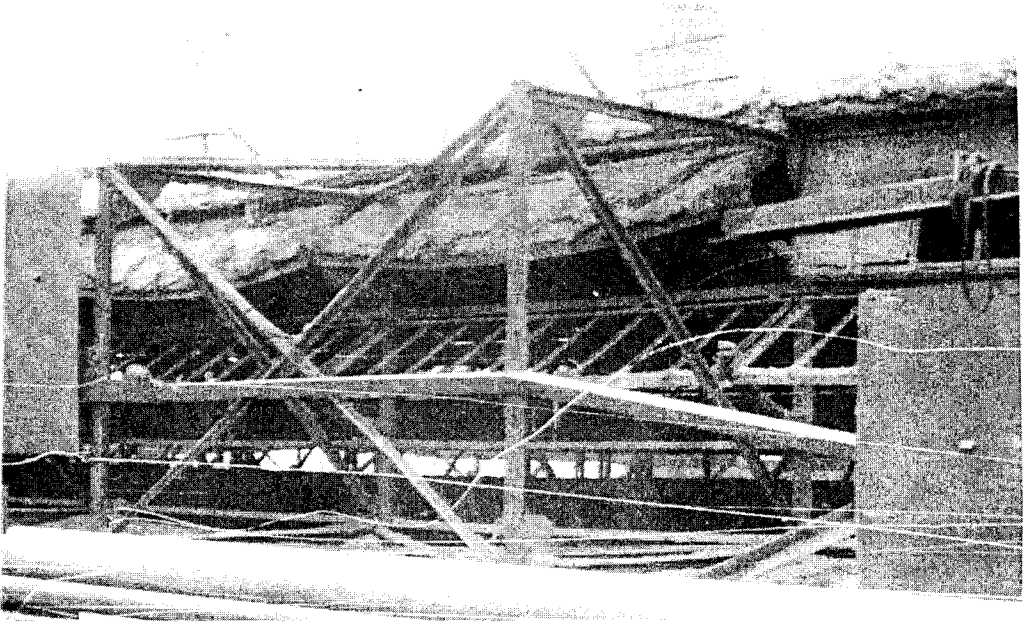


Рис. 3.22. Утворення шару пилу товщиною 22÷30 см на покрівлі ліхтаря

Нормативне навантаження від пилу дорівнює $0,3 \text{ кН/м}^2$. З погляду на те, що це навантаження становить 60 % від нормативної ваги снігу для району будівництва і що норми не визначають коефіцієнта надійності для навантаження від пилу, останньому слід було приділяти пильну увагу. Але навіть попередження про небезпеку було проігнороване. Розрахунок кроквяних ферм на фактичні навантаження показав, що напруження в стиснутому поясі і стиснутих розкосах ґрат становили 320 мПа, а в розтягнутих поясах і розкосах – 300 мПа при розрахунковому опорі сталі 210 мПа.

Обидва фактори суб'єктивні і їх можна було передбачити й запобігти їм.

Приклад 3.5 Снігове навантаження на покритті у вигляді оболонки від'ємної гауссової кривизни

Цей приклад є складовою частиною комплексного геодезично-будівельного моніторингу за покриттям, починаючи з будівництва об'єкта – велотреку. В прикладі розглянуті питання будівельної кліматології, тому його розміщено в цій главі. Результати будівельно – геодезичного моніторингу покриття наведені в прикладі 4.3.

Конструкція покриття велотреку.

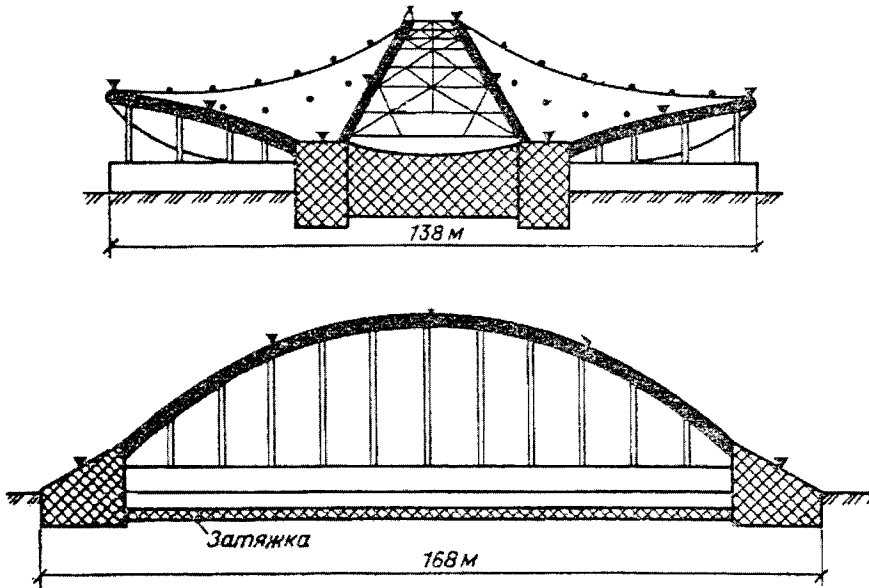


Рис.3.23. Конструктивна схема покриття

Покриття велотреку (рис. 3.23) складається з двох сталевих мембранних оболонок розміром по головних осях 168×66 м, які об'єднані між собою в єдину просторову систему. Максимальна стріла провисання оболонок 4,2 м. Опорними контурами оболонок є дві сталеві похилі арки, жорстко закріплені в двох загальних для обох арок залізобетонних устоїв, з'єднаних між собою затяжкою (див. рис. 3.23).

Внутрішні контурні арки не мають проміжних опор й об'єднані прогонами і гратчастими зв'язками в просторовий блок. Зовнішні контурні арки посередині прольотів і в їхніх чвертях спираються на консольні балки трибун. Внутрішні арки нахилені до горизонтальної площини під кутом $56^{\circ}19'$, мають стрілу підйому 21,6 м, а зовнішні – під кутом $13^{\circ}44'$ зі стрілою підйому 55,6 м.

Контурні арки мають коробчастий переріз розміром 3×2 м, вони виконані з листової високоміцної сталі марки 10Г2С1 завтовшки 20 і 40 мм. До арок з боків внутрішніх граней по всій довжині приварені сталеві полоси 500×6 мм для кріплення до них мембранних оболонок.

Мембранні оболонки утворені із сталевих полотнищ завтовшки 4 мм і завширшки 6 м. Оболонки закріплені до сталевих смуг електрозваркою та електрозаклепками.

Покрівля складається з жорстких мінераловатних плит, нанесеної зверху цементної стяжки і наклеєних трьох шарів руберойду. Покрівлю між внутрішніми арками виконано зі світлопрозорих панелей.

Визначення снігового навантаження на покритті. Висоту снігового покриву вимірювали в 180 точках, по 90 на кожній мембрані. Щільність снігу визначали ваговим снігоміром у десяти точках на кожній мембрані. За цими даними будували епюру інтенсивності снігового навантаження.

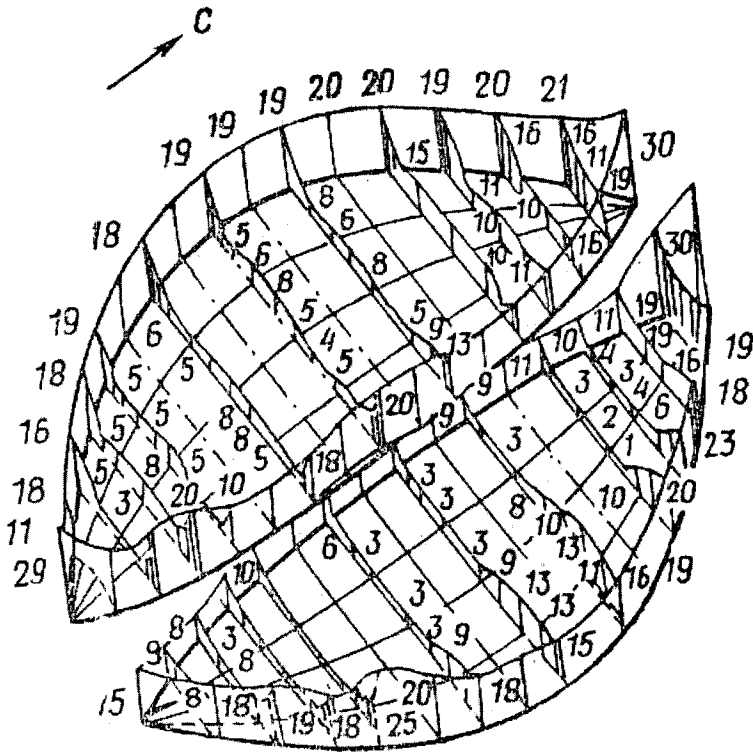


Рис.3.24. Епюра інтенсивності снігового навантаження (100 Н/м^2)

На рис.3.24 показано навантаження на 30 січня 1985 р. – період випадання нормативної величини снігу в районі будівництва, яка дорівнювала 1000 Н/м^2 горизонтальній поверхні землі. Інтенсивність снігового навантаження на покритті виявилася дуже нерівномірною: від 300 до 3000 Н/м^2 . Відомо, що характер снігонакопичення на покриттях залежить від орієнтації його відносно сторін світу і напрямку вітру – рози вітрів під час випадання снігу. На жаль, з першоджерела невідома роза вітрів на період снігонакопичення. Якщо цього не зроблено при дослідженні снігового навантаження, то це слід віднести до

недоліку кліматологічної складової моніторингу. За загальним характером вітру відомо, що переважним є напрямок вітру південь – північ. Тому, залежно від просторової геометрії покриття, спостерігається локальна нерівномірність розподілу снігового навантаження. Значне його збільшення відбулося на західній оболонці в зоні покриття, яке прилягає до зовнішньої арки опорного контуру. Ширина цієї зони становить 4...5 м. Такий самий характер снігонакопичення на східній оболонці, але інтенсивність його більша, тому ця оболонка завантажена снігом приблизно на 15 % більше, ніж західна. Загальною рисою снігового навантаження на покритті є поступове зростання його інтенсивності від середини довжини оболонок до їхніх опор і від центральної мембрани до контурних арок. Це пояснюється своєрідним утворенням сніго-повітряного потоку над покриттям, характер якого можна встановити тільки шляхом дослідження моделі покриття в аеродинамічній трубі.

Дійсне снігове навантаження на покритті виявилось більш сприятливим порівняно з розрахунковим, яке передбачало суцільне рівномірне навантаження на всьому покритті чи на його половині інтенсивністю такою, як на поверхні землі. Фактичне збільшення навантаження поблизу внутрішнього й зовнішнього контурів обох оболонок дало змогу точніше визначити «контурний ефект» при розрахунку покриття.

ДЕФЕКТИ І ПОШКОДЖЕННЯ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Поняття про дефекти і пошкодження. Недосконалість, отримана конструкцією на стадії виготовлення і монтажу, називається дефектом; недосконалість, отримана в процесі експлуатації, – пошкодженням. Осередками розвитку пошкоджень часто є дефекти виготовлення і монтажу.

Дефекти характеризують початковий стан конструкцій. Пошкодження виникають і розвиваються в часі і залежать від терміну експлуатації та інтенсивності дій. В результаті низької якості робіт з виготовлення і монтажу конструкцій, порушень правил технічної експлуатації в конструкціях з'являються відхилення від проектних розмірів і форми понад допустимі межі.

Якість виготовлення і монтажу конструкцій, а також правила їхньої технічної експлуатації регламентуються ДБН, ДСТУ та галузевими документами.

13.1. Класифікація дефектів і пошкоджень

У конструкціях мають місце дефекти й пошкодження, що виникають при виготовленні, транспортуванні, монтажу та експлуатації. Часто вид дефекту і пошкодження збігаються і при обстеженні неможливо з'ясувати причину його виникнення. Первісна наявність дефекту сприяє його перетворенню на пошкодження, тому важливий ретельний контроль за якістю при виготовленні конструкцій на заводах і будмайданчику, що виконується відповідними службами.

Міра впливу дефектів і пошкоджень на працездатність і експлуатаційну придатність конструкцій залежить від значущості елемента, вузла, з'єднання та ступеня небезпеки самого дефекту і пошкодження. Спостереження за

експлуатаційним та аварійним станом конструкцій з різних матеріалів дали можливість оцінити вплив дефектів і пошкоджень та розподілити їх на такі категорії за ДБН В.1.2-14:2009.

А – конструкції та елементи, відмова яких може призвести до повної непридатності до експлуатації будівлі (споруди) в цілому або значної її частини.

Б – конструкції та елементи, відмова яких може призвести до ускладнення нормальної експлуатації будівлі (споруди) або до відмови інших конструкцій, які не належать до категорії А.

В – конструкції, відмови яких не призводять до порушення функціонування інших конструкцій або їх елементів.

Оцінювання дефектів і пошкоджень потребує досвіду й навичок. У навчальній і технічній літературі про обстеження будівельних конструкцій містяться відомості з цього питання.

Не можна виключати помилки при проектуванні, але це не дефект конструкції, як це трактується в нормативному документі, це неправильно запроєктована конструкція. Наслідки таких помилок можуть бути фатальними без наявності дефектів і накопичення пошкоджень. Можливість появи при обстеженні об'єкта подібних конструкцій стала приводом для включення в цю главу параграфа про помилки їх проектування, а в частину третю підручника – приклада з аналізом наслідків помилки проектування.

13.2. Помилки проектування конструкцій

Такі помилки, безпосередньо пов'язані з людським фактором, можуть торкатися конкретної людини, тому це питання лежить в етичній площині. Але на користь майбутнім фахівцям на цьому слід зосередити увагу студентів. Звісно мова не йде про, припустимо, глобальну помилку, що свідчить про низький фаховий рівень виконавця, і яка з'ясується при контрольній перевірці (а це обов'язково в проектуванні) іншим фахівцем. Окремі помилки, на жаль,

суб'єктивно неминучі і вони з'являються в проєктах, не впливаючи помітно на його якість, а виявляються вже при експлуатації об'єкта. Саме такі помилки можуть бути встановлені на першому етапі проведення обстеження (див. п. 1 змісту обстеження в 11.2). Вони різноманітні, вгадати їх неможливо. Розглянемо декілька прикладів.

1. Невідповідність у проєкті якості сталі за її хімічним складом умовам експлуатації та роботи металевої конструкції.

2. Неправильний чи недостатній вибір диференційованих у методи розрахунку за граничним станом коефіцієнтів умов роботи конструкції. Така помилка часто з'являється при проєктуванні дерев'яних конструкцій – при підборі перерізів елементів визначення фактичного розрахункового опору деревини може бути зроблено правильно, а в розрахунках вузлових з'єднань – неправильно.

3. Недостатня товщина захисного шару бетону, що при низькій його густині стає причиною інтенсивного розвитку корозії робочої арматури. Досить швидко така помилка виявить себе у вологому середовищі або з перемінним замерзанням і відтаненням бетону.

4. Через недбало запроєктований водовідвід протікає вода, і в металевих конструкціях починається корозія, в бетонних утворюються висоли з появою продуктів вилугування на поверхні елементів, у дерев'яних конструкціях починається гниття.

5. Неправильне призначення відносної вологості деревини відповідно до температурно-вологісних умов експлуатації теж сприяє життєдіяльності руйнівних грибків.

6. У слабоармованих за конструктивними міркуваннями місцях залізобетонних конструкцій при транспортуванні можуть з'явитись пошкодження – відколи бетону, тріщини.

7. У зварних металевих конструкціях – невідповідність при ручному зварюванні типів електродів марці сталі.

Читач, напевно, звернув увагу на те, що зміст наведених помилок переважно якісний. Вони менш помітні порівняно з кількісними (дозволимо тут таке визначення) помилками, наприклад, невдало вибраною розрахунковою схемою чи в поєднанні навантажень, розрахунках і т. ін. Ось чому обстеження починається з ретельного вивчення завдання на проект, загальних умов експлуатації об'єкта, виявлення особливих вимог і навантажень. З цього формулюються питання, на які при обстеженні слід звернути пильну увагу.

Приклад 3.6. Помилка проектування

Розглядаються несучі арки стрільчастого обрису з клееної деревини, які були застосовані в покриттях, про які йшлося в прикладі 3.1. Проліт арок $L = 45$ м, висота в гребені – 22,5 м. Поперечний переріз арок прямокутний – 30×120 см. На рис.3.25 наведено епюри згинальних моментів за довжиною піварок від двох схем снігового навантаження. Проектування арок здійснювалося за СНиП II-В.4-71 «Деревянные конструкции. Нормы проектирования», у яких не була відображена особливість деформовано-напруженого стану клееної деревини в арках криволінійного обрису. Розрахунковим вважався переріз, в якому діяв згинальний момент M та відповідні зусилля N і Q . Міцність відповідно до діючих на час проектування норм була забезпечена.

Перевірні розрахунки міцності арок у цьому самому перерізі з розрахунковим моментом $2M$ і $N_{\text{від}}$ та $Q_{\text{від}}$ при дії дійсного снігового навантаження засвідчили, що запасу міцності при проектуванні було передбачено достатньо. Руйнування арок відбулося не на схилі, де діє максимальний згинальний момент $2M$, а на іншому схилі на ділянці, де діють менші за абсолютним значенням зусилля: $1,5 M$ і $N_{\text{від}}$ з $Q_{\text{від}}$.

Напружений стан криволінійного елемента суттєво відрізняється від напруженого стану прямолінійного елемента. В криволінійному елементі з'являються радіальні напруження σ_r , напрямком яких залежить від напрямку дії згинального моменту відносно кривизни елемента.

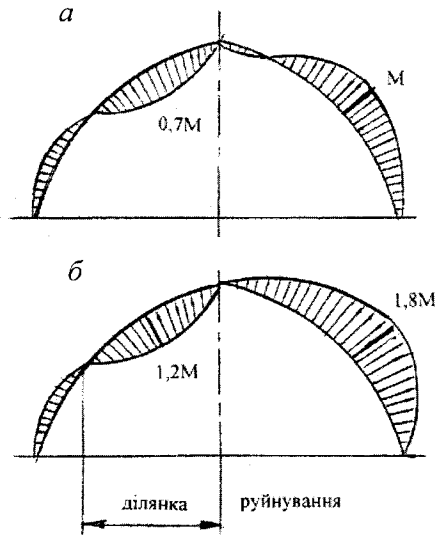


Рис.3.25. Епюри згинальних моментів:

a – від схеми *a* на рис. 3.5.;
б – від схеми *б* на рис. 3.5.

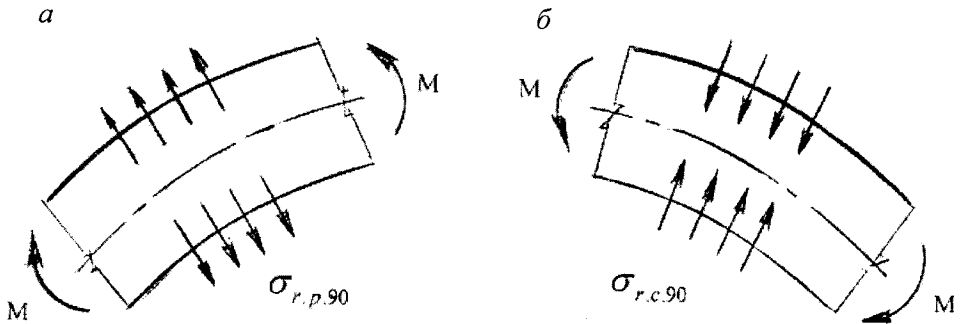


Рис.3.26. Радіальні напруження в криволінійному елементі

На лівому схилі арки від згинального моменту, що має напрямок назустріч кривизні елемента (рис.3.26, *a*), виникають радіальні напруження розтягу поперек волокон деревини $\sigma_{r.p.90}$. На правому схилі від згинального моменту, що діє в напрямку кривизни, з'являються радіальні напруження стиску поперек волокон $\sigma_{r.c.90}$ (рис.3.26, *б*).

Опір клеєної деревини розтягу поперек волокон $R_{p.90} = 0,25 \dots 0,35$ МПа значно менший, ніж опір стиску поперек волокон $R_{c.90} = 1,8$ МПа. Величина радіальних напружень залежить від кривизни елементів; її знаходять за формулою

$$\sigma_r = \frac{M_{\text{роз}}}{r \cdot b \cdot h}, \quad (3.7)$$

При великому радіусі кривизни піварок радіальні напруження невеликі за абсолютним значенням, але при дійсному сніговому навантаженні виявилися одного порядку з розрахунковим опором $R_{p,90}$. При врахуванні якості клеєної деревини міцність її на дію напружень $\sigma_{r,p,90}$ забезпечена на межі.

Руйнування клеєної деревини відбулося не там, де діють максимальні крайові напруження (не в перерізі з $2M$) і де достатня міцність на дію напружень $\sigma_{r,c,90}$. Отже, причина руйнування інша. Міцність клеєної деревини вичерпалася в тому місці, в якому склалося несприятливе поєднання напружень $\sigma_M, \sigma_N, \tau, \sigma_{r,p,90}$ на лівому схилі (рис. 3.27).

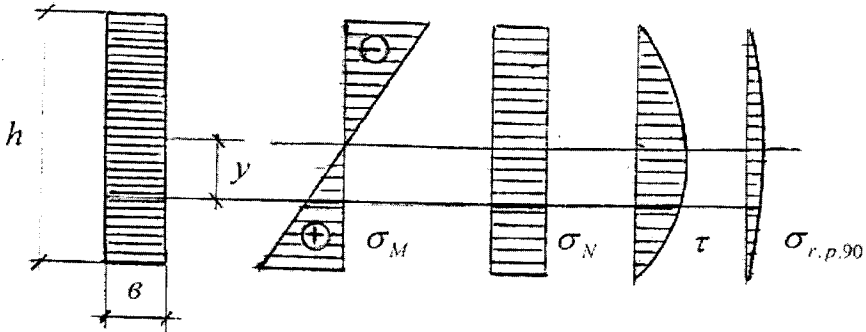


Рис. 3.27. Напружений стан клеєної деревини на ділянці руйнування на лівому схилі

Поєднання напружень спричинює складний напружений стан, при якому міцність клеєної деревини повинна відповідати умові

$$\left(\frac{\sigma_M}{R_{зГ}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_N}{R_C}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{R_{сК}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{r,p,90}}{R_{p,90}}\right)^2 \leq 1. \quad (3.8)$$

Відсутність у нормах на час проектування арок вказівок щодо розрахунку криволінійних елементів не може бути виправданням помилки. Якщо застосовується нова конструктивна форма, слід уважно розібратися з її статикою. Розрахунок криволінійних елементів розглядається в підручниках з опору матеріалів (це завдання було вирішено ще в XIX ст.).

13.3. Дефекти і пошкодження металевих конструкцій

13.3.1. Види дефектів і пошкоджень

Розглянемо найбільш характерні дефекти виготовлення і монтажу, які впливають на експлуатаційну придатність конструкцій.

Дефекти виготовлення:

- невідповідність марки сталі проекту;
- відхилення загальних геометричних розмірів конструкцій, окремих елементів і вузлів від проектних;
- необґрунтована заміна профілю елементів, форми і розмірів фасонки у вузлах;
- заміна видів з'єднань;
- непрямолінійність елементів;
- неточне підганяння елементів у вузлах сполучення, розцентрування;
- неякісне виконання зварних швів (або їхня відсутність), болтових або заклепкових з'єднань;
- дефекти протикорозійного захисту.

Дефекти монтажу:

- тріщини, вирізи, вириви в елементах і вузлах;
- загальні і локальні викривлення елементів;
- відхилення від проектного положення конструкцій та їх елементів;
- наявність непередбачених проектом з'єднань і закріплень конструкцій чи, навпаки, їх відсутність порівняно з проектом;
- неякісне виконання монтажних з'єднань.

Пошкодження металевих конструкцій. Найбільш поширені пошкодження, які впливають на працездатність конструкцій, такі:

- розриви і тріщини в елементах і зварних швах;
- місцеві погнутості, жолоблення, викривлення елементів і фасонки у вузлах;
- викривлення елементів (може бути ознакою втрати стійкості);

- розлад болтових і заклепкових з'єднань;
- вирізи в елементах або відсутність елементів;
- руйнування захисних покриттів і корозія металу.

Дефектів і пошкоджень багато і вони різноманітні, їх наявність неприпустима взагалі. Зрозуміло, що тут зупинитись докладно на такій кількості дефектів і пошкоджень неможливо, тому подамо характеристику деяких з них за групами і в міру відповідальності.

Багато з них належить до небезпечних. Це граничні стани конструкцій, невідповідність сталей, тріщини, дефекти і пошкодження зварних швів, вигини елементів і фасонки. Усі види корозій не допускаються. На рис. 3.28 наведені ескізи деяких дефектів і пошкоджень з ілюстрацією їх розміщення в конструкціях на (фото 1 – 8).

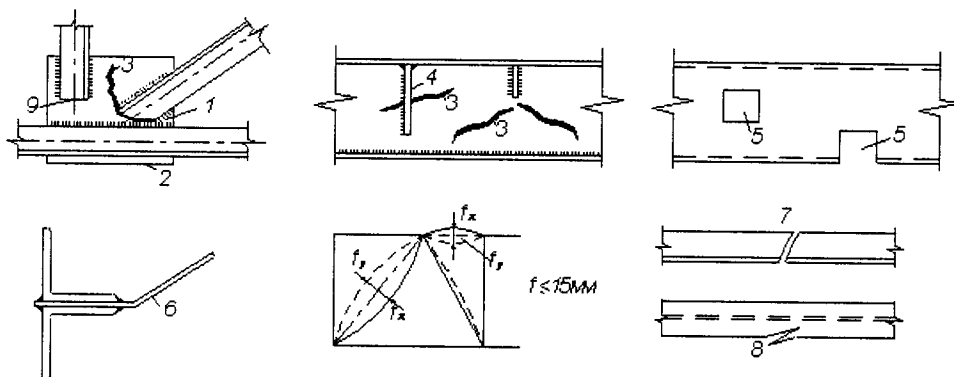


Рис. 3.28. Дефекти і пошкодження металевих конструкцій:

- 1 – не дотримана відстань між елементами; 2 – відсутність зварного шва в нижньому поясі; 3 – тріщина;
 4 – відсутність шва; 5 – вирізи; 6 – погнутість фасонки; f_x, f_y – вигини елементів у площині та із площини конструкції; 7 – розрив (злам) елемента; 8 – вирив в елементі;
 9 – не виведені кінці зварних швів на торець елемента.

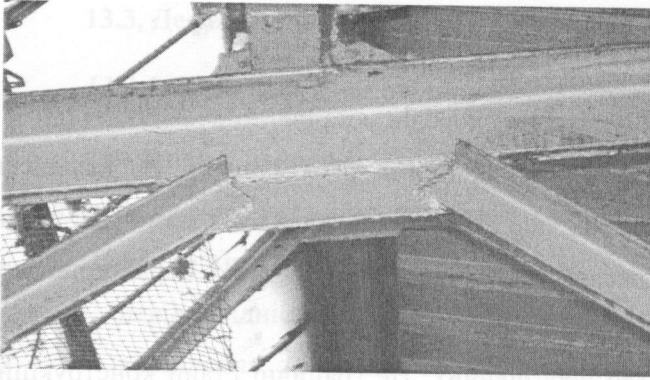
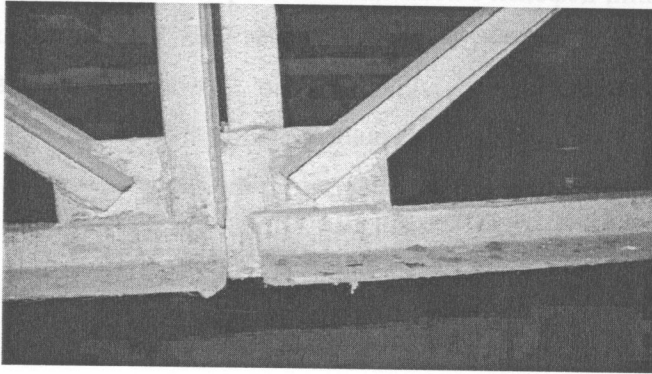


Фото 1, 2. Не дотримані мінімально допустимі зазори між зварними швами.



Відсутній на правому розкосі зварний шов (нижнє фото) по перу кутика. Не оброблені кінці зварних швів. Відсутня накладка між стрижнями нижнього пояса ферми

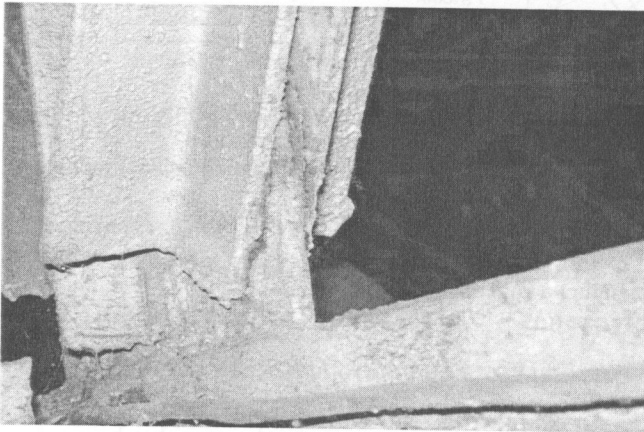


Фото 3. Низька якість зварних швів. Відсутність зварного шва кріплення правого кутика до фасонки

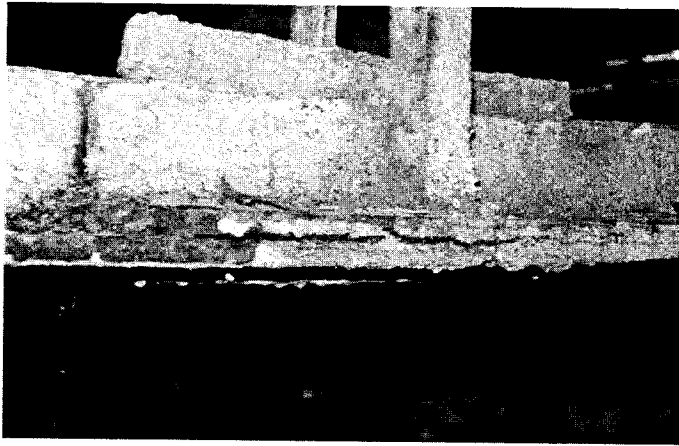


Фото.4. Тріщина в зварному шві кріплення накладки з кутика до нижнього пояса

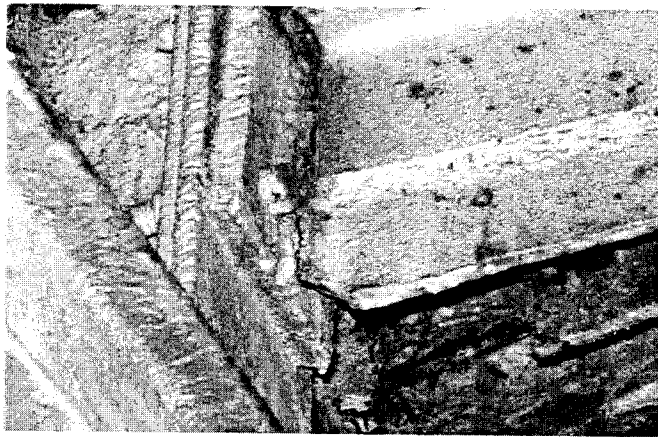


Фото 5. Тріщини в зварних швах кріплення фасонки вузла ферми до фланця в опорному вузлі

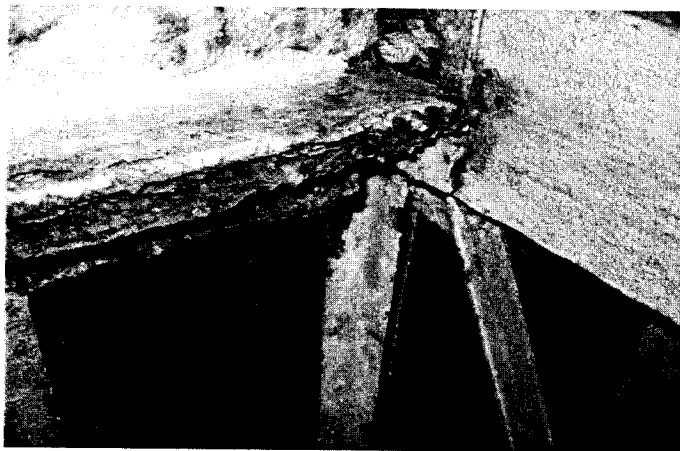


Фото 6. Низька якість зварних швів. Корозія металу елементів і зварних швів

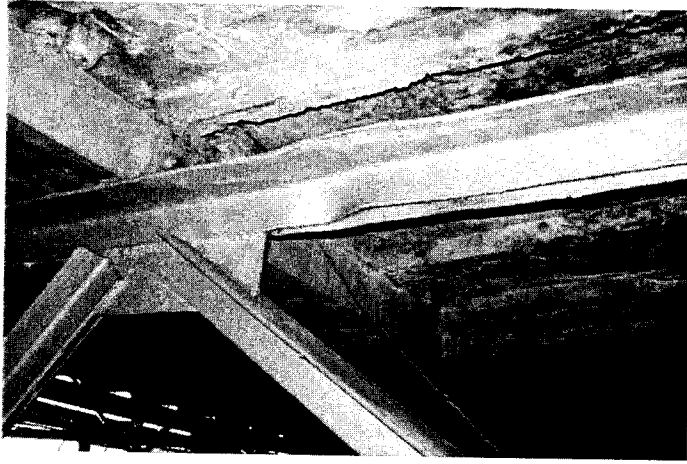


Фото 7. Втрата місцевої стійкості верхнього пояса ферми. Імовірно, внаслідок дії значної зосередженої сили у вузлі від навантаження

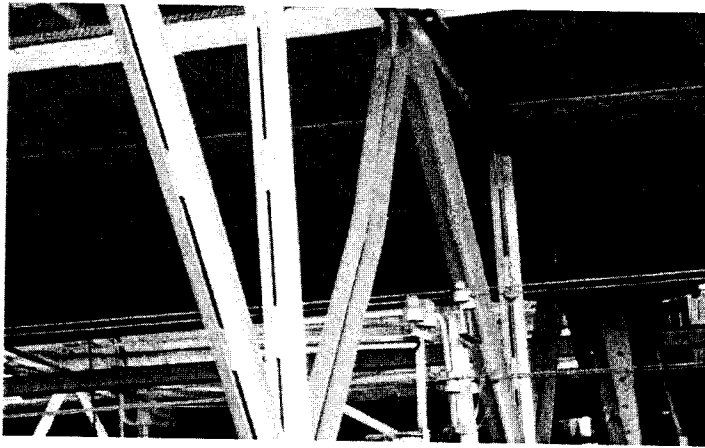


Фото 8. Втрата стійкості стиснутого розкосу

Основні види дефектів і пошкоджень елементів зі складених і прокатних профілів: повздовжно-поперечний вигин усього елемента, локальні вигини полиць або стінки; перекис полиць, вигин стінки або ребра жорсткості.

Тріщини являють значну небезпеку, тому, у випадку їх виявлення, з'ясовують причини утворення, оцінюють небезпеку для несучої здатності конструкції та дають вказівки з термінової їх нейтралізації (свердління отворів на кінцях, перекриття тріщин накладками на високоміцних болтах). Причинами утворення тріщин можуть бути: концентрація напружень; залишкові

напруження від зварювання; втомленість металу; підвищена холодноламкість металу.

Частіше тріщини утворюються в місцях концентрації напружень. Концентраторами напружень є такі фактори: різка зміна перерізу елементів - їх товщини і ширини; місця примикання накладок, ребер, діафрагм; необроблені кінці зварних швів і різні їх дефекти; заклепкові отвори при слабких заклепках; місця насичені зварюванням (вузли стрижневих конструкцій). Тріщини від втомленості металу можуть з'явитися в підкранових балках, у місцях закріплення гальмівних ферм до балки і несучих конструкцій каркасу.

Дефекти заклепкових з'єднань такі: тремтіння при їх простукуванні; неоформлені, погано притягнуті, збиті, маломірні головки; зарубки основного металу елементів; отвори для заклепок неправильної форми; зміщення головки.

У болтових з'єднаннях необхідно перевіряти цілісність болтів, щільність прилягання головок болтів і гайок до з'єднаних елементів. При розміщенні болтів під кутом до з'єднаних елементів перевіряється наявність клиноподібних шайб.

У фрикційних з'єднаннях вибірково перевіряють величину натягу високоміцних болтів.

У шарнірних вузлах необхідно виконати такі перевірки: у болтових-шарнірах – наявність пристосувань, що запобігають розгвинчуванню гайок; у плиткових шарнірах – щільність обпирання всіх елементів.

В опорних частинах зовнішнім оглядом і вимірюваннями встановлюють: правильність положення рухомих елементів для забезпечення температурних переміщень; стан поверхонь кочення; рівномірність взаємного торкання всіх елементів. При обстеженні опорних частин металевих конструкцій слід звертати увагу на стан прилеглих конструкцій щодо наявності в них пошкоджень, які змінюють роботу опорних частин.

В деформаційних швах перевіряють відсутність перешкод вільному переміщенню конструкцій.

У разі наявності корозії металу встановлюють ступінь ослаблення перерізу елементів. Одразу необхідно виявити причини, що сприяють інтенсивній корозії.

Обов'язковою є перевірка стану фарбування конструкцій: зчеплення фарби з металом; стан металу під фарбою; дефекти і механічні пошкодження захисних покриттів.

Дефекти виготовлення і монтажу та пошкодження різною мірою впливають на працездатність і надійність конструктивних частин будівель і споруд. Тому далі розглядається окремо вплив цих чинників на ферми, колони, підкранові балки та інші конструкції промислових будівель.

13.3.2. Дефекти виготовлення металевих конструкцій

Дефекти виготовлення ферм покриття. Поширеним дефектом виготовлення ферм є викривлення стиснутих стрижнів. Статистика обстежень ферм на заводах-виготовлювачах свідчить про те, що до 15% стрижнів ферм мають початкові викривлення. Дослідженням виявлено, що у викривлених стиснутих стрижнях зниження критичних напружень становить 15...30 %. Окрім цього, викривлення елементів ферм призводить до перерозподілу зусиль у них, змінюється статика конструкції. Відомі випадки аварій ферм покриттів, спричинених викривленнями таких стиснутих елементів, як опорні розкоси чи панелі верхніх поясів.

Виробничі дефекти зварних швів зменшують несучу здатність з'єднань. Підрізи, кратери, нерівномірна висота шва призводять до концентрації напружень, яка особливо небезпечна при від'ємній температурі (в неопалюваних будівлях) і при дії динамічних і вібраційних впливів.

Часто при виготовленні ферм не виконується нормативна вимога щодо мінімальної (не менш ніж $6t = 20$ мм; див. фото 1, 2 в п. 3.3) відстані між торцями стрижнів ґрат і поясами. Дефекти у вигляді розцентрування елементів ферм у вузлах спричиняють додаткові місцеві згинальні моменти на ділянці елементів поблизу фасонки. Це призводить до передчасного розвитку пластичних деформацій, утворення шарнірів та місцевої втрати стійкості

елементами (див. фото 7). В розтягнутих стрижнях при розцентруванні у вузлах не відбувається помітного зниження несучої здатності, в той же час стиснуті елементи можуть передчасно втрачати стійкість.

Досить розповсюдженим дефектом виготовлення ферм з елементами зі парних кутиків є пропуск з'єднувальних прокладок. При відсутності прокладок кожний куттик працює роздільно і в стиснутому елементі вони швидко втрачають загальну стійкість (див. фото 8; помітно, що в розкосі прокладок немає).

Неякісне виконання зварних швів з великою кількістю дефектів як правило притаманне ручному зварюванню. Прикладів можна навести багато, уявлення про такі зварні шви дають фото 1 ÷ 6.

Дефекти виготовлення колон. Дефекти виготовлення, які також трапляються, як правило, незначні і мало впливають на несучу здатність колон. Суттєвіший вплив мають дефекти монтажу.

Дефекти виготовлення підкранових конструкцій. Головним дефектом є низька якість зварних швів. Поясні шви, виконані автоматом, у порушення вимог норм на виготовлення конструкцій часто не доводяться до торців балок на 15...40 см і завершуються ручною зваркою. У цих місцях підкранових балок діють максимальні зусилля зрізу між полицями і стінкою. Через низьку якість зварювання в цих місцях концентруються напруження, які надзвичайно небезпечні при неповній глибині проплавлення швів. Цей дефект суттєво знижує межу витривалості й призводить до зародження тріщин.

13.3.3. Дефекти монтажу металевих конструкцій

Загальні відомості. Причинами дефектів монтажу надземних конструкцій будівель і споруд можуть бути улаштування підземних частин об'єктів з відхиленнями від проекту. А до цього вже додаються дефекти монтажу металевих конструкцій: колон і зв'язків просторової жорсткості по колонах; підкранових балок з гальмівними конструкціями; підкровоквних чи

підкраново-підкровокв'яних ферм; ригелів зі зв'язками просторової жорсткості; елементів даху.

Порушення правильної послідовності монтажу металевих конструкцій одночасно зі встановленням тимчасових і постійних зв'язків просторової жорсткості може вже на стадії монтажу призвести до втрати стійкості окремих конструкцій чи елементів і навіть досягнення ними граничного стану. Зміщення конструкцій з проектних осей і прив'язок ускладнює або робить неможливим їхнє стикування між собою, а також може призвести до зміни статичної схеми елементів.

Порушення при монтажі взаємного розташування конструкцій (наприклад, перепади в стиках підкранових рейок або підкранових балок на опорах, зміщення прогонів даху і т.п.) викликає появу додаткових зусиль в несучих елементах, що також знижує надійність та безпечність конструкції.

Дефекти монтажу колон. Основними дефектами є зміщення в плані, відхилення від вертикалі, порушення в установці анкерних болтів.. Ці дефекти змінюють розрахункову схему колон і спотворюють роботу поперечних рам і каркаса будівлі або споруди в цілому. Як наслідок, при цьому виникають додаткові деформації та напруження, що ведуть до втрати безпеки і надійності об'єкта будівництва. Крім того, дані дефекти призводять до ускладнень в монтажі інших конструкцій і дефект одного конструктивного елемента може потягнути за собою низку аналогічних дефектів в усьому каркасі.

Такі недосконалості в будівлях, зведених на просідаючих ґрунтах, спричиняють повороти і нерівномірне осідання фундаментів, що серйозно впливає на технічний стан усього об'єкта. Докладно про цю проблему йдеться в частині підручника, присвяченій моніторингу будівель і споруд.

Дефекти монтажу підкранових балок. Відхилення положення підкранових балок від проектного зумовлені розглянутими дефектами монтажу колон. Власне дефектами балок при монтажі є кріплення гальмівних конструкцій до балок переривчастими зварними швами, укладання рейок з ексцентриситетом, нещільне притискання деталей закріплення рейок до балок, кріплення гальмівних конструкцій до колон.

Дефекти монтажу ферм покриття. Внаслідок недбалого транспортування, зберігання і подавання ферм до місця монтажу збільшується кількість і величина викривлення елементів, головним чином з площини ферми. При закріпленні ферм до колон, частими дефектами монтажу є: перекіс опорної поверхні фланця ферми і позацентрична передача навантаження на опорний столик; утворення зазору між фланцем і столиком колони, тобто «зависання» ферми на монтажних болтах; відсутність щільного обпирання між фрезерованими торцями фланця та опорного столика. Ці дефекти спотворюють статику опорного вузла і можуть стати причиною ускладнень роботи конструкції.

Небезпечними є такі дефекти монтажу ферм:

- відхилення ферм від вертикальної площини;
- зміщення ферм відносно осей колон у горизонтальній площині;
- відсутність накладок у монтажних вузлах, низька якість монтажних зварних швів;
- відсутність надійного кріплення залізобетонних плит покриття, прогонів з профільованим листом до верхніх поясів ферм;
- відсутність передбачених проектом розпірок у площині верхніх поясів кроквяних ферм у підліхтарних ділянках;
- зміна конструкцій опорних вузлів (перетворення шарнірних вузлів на жорсткі, і навпаки).

При обстеженні ферм можуть виявитися інші несподівані дефекти, що можуть вплинути на технічний стан покриття.

13.3.4. Пошкодження металевих конструкцій

Загальні відомості. Пошкодження металевих конструкцій з'являються, як результат не дотримання правил технічної експлуатації будівель і споруд. Залежно від впливів, які стали причиною пошкоджень, вони можуть бути класифіковані на: 1) механічні (силові) – розриви, тріщини, втрата стійкості, місцеві викривлення елементів, розладнання з'єднань і т.п.; 2) температурні – деформації елементів; крихкі тріщини при від'ємних температурах; внаслідок погіршення фізико-механічних властивостей металу; руйнування захисних

покриттів; 3) хімічні та електричні – корозія металу; руйнування захисних покриттів; і т. ін.

Як уже було сказано, причинами пошкоджень часто стають розглянуті дефекти виготовлення і монтажу конструкцій. Несподіваними і при цьому нерідкісними є серйозні пошкодження від ударів; використання ферм покриття для підвіски не передбаченого проектом технологічного обладнання чи блоків для піднімання вантажів; використання колон як опор для кріплення тросів, відтяжок для переміщення вантажів і т.п.

Установлені при обстеженні будівель і споруд пошкодження нерідко можуть свідчити про невідале конструктивне рішення вузлів, з'єднань, чи появу не врахованих проектом впливів, таких як вібраційні, резонансні, термічні, агресивних середовищ та ін.

Пошкодження колон. Колони промислових будівель працюють у сприятливіших умовах, ніж інші частини каркасу. Поява дефектів і пошкоджень менше впливає на несучу здатність колон, тому що розрахунок колон виконується на спільну дію декількох навантажень і в нормальних умовах експлуатації зусилля в колонах значно менші порівняно з розрахунковими. Тому потужні перерізи колон менше «відчувають» негативний вплив дефектів і пошкоджень. Досвід обстеження показує, що навіть при значному терміні експлуатації технічний стан колон задовільний. Їхнє руйнування відбувається в разі екстремальних впливів або серйозних виробничих деформацій .

Так у зонах залізничних та автомобільних проїздів колони можуть зазнавати ударів від вантажів та рухомого транспорту. У таких випадках полиці гілок колон отримують значні місцеві деформації і пошкодження, які можуть стати осередком втрати стійкості гілки. Особливо не замислюючись про наслідки, в стінках колон часто робляться отвори для комунікацій без підсилення ослаблених перерізів, а також інші втручання в технічний стан конструкцій.

Небезпечним місцем колон при наявності мостових кранів є консолі: нерідко трапляються випадки утворення тріщин та деформування консолей, спричинені руйнуванням зварних швів від циклічних навантажень.

У гарячих цехах у нижніх частинах колон поблизу теплових агрегатів виникають температурні деформації. Від них у будівлях великої протяжності з кількома дисками вертикальних зв'язків по рядах колон можуть деформуватися кріплення в'язових конструкцій між колонами.

Суттєва місцева корозія металу з'являється на базах колон та у вузлах кріплення вертикальних зв'язків від тривалого зволоження технічною рідиною. В разі наявності в ній агресивних речовин досить швидко може статися наскрізне корозійне пошкодження металу.

Пошкодження підкранових балок. Підкранові конструкції працюють у найскладніших умовах. Обстеження свідчать, що при кранах важкого режиму вже через 2÷3 роки після початку експлуатації в підкранових балках з'являються ознаки пошкоджень. Інтенсивному розвитку пошкоджень сприяють згадані вище дефекти виготовлення та монтажу й такі фактори експлуатації: динамічний характер навантаження; багаторазово повторюваний цикл навантаження; нерівномірність тиску коліс крана. В результаті чого з'являються концентрації напружень, що спричинює появу й розвинення тріщин, як в основному матеріалі так і в зварних швах. Аналогічні дефекти можуть з'являтися і в гальмівних конструкціях.

В значній мірі усі ці пошкодження залежать від стану кранових шляхів: порушення їх геометрії у плані і по вертикалі; зміщення рейок з осі балки тощо.

При кранах з легким режимом роботи пошкодження в балках за термін експлуатації будівлі, як правило, не встигають з'явитися. При середньому режимі роботи кранів імовірність появи пошкоджень підвищується. Проте при нормальній експлуатації перші ознаки їх можуть з'явитись майже через 20 і більш років після початку роботи.

Пошкодження ферм покриттів. Найбільш поширеними пошкодженнями ферм при експлуатації є викривлення і місцеві вигини стрижнів, що додаються до початкових дефектів виготовлення і монтажу. При роботі ферм під навантаженням набуті викривлення стиснутих стрижнів збільшуються, а розтягнутих – зменшуються, однак повного їх виправлення не відбувається.

Щоб підсилити вузли ферм, застосовують різні конструктивні заходи. При цьому слід враховувати, що зміни конструкцій вузлів можуть спричинити появу додаткових зусиль, які не враховувалися спочатку при проектуванні ферм. Всілякі зміни до проектної документації, особливо при підсиленні, вносяться тільки за погодженням з проектувальниками.

Досвід обстежень показує, що розрив розтягнутих елементів ферм, навіть при перенавантаженні, відбувається рідко, а причиною аварії може стати руйнування фасонки в якомусь вузлі пояса. Таке можливо, наприклад, в разі відсутності накладок на стиках кутиків (див. фото 2).

Часто при обстеженнях покриттів виявляються пошкодження у вигляді викривлення розкосів ліхтарів (див. приклад 3.8). Якщо на час обстеження інших серйозних пошкоджень не було встановлено, то в даний момент безпосередньої небезпеки від пошкодження для ліхтаря немає. Проте це сигнал про можливу небезпеку, яка може стати реальністю при повторних вітрових збуреннях. Відсутність у багатьох місцях кріплення ліхтаря до ферм – це результат недбалого і легковажного ставлення до нібито мало відповідальної конструкції покриття.

Фахівці відмічають масовий характер пошкоджень зв'язків у покриттях. Це, очевидно, результат того самого ставлення до важливих елементів покриття, про що тільки що говорилося. Наслідки цього: зменшення просторової жорсткості будівлі; збільшення вільної протяжності стиснутих поясів ферм, в результаті чого цілком можливий вихід ферм зі своєї площини.

Небезпечним пошкодженням ферм покриттів є корозія металу. Місць для утворення осередків інтенсивної корозії при незадовільній експлуатації будівель (споруд) достатньо. Прискоренню корозії сприяє накопичення пилу, що утворює постійне вологе середовище.

Більшість пошкоджень викликані людськими факторами, тому їм можна запобігти. Для цього треба виконувати обов'язкові вимоги до технічної експлуатації будівель і споруд. Життя дає багато прикладів зворотного і навіть абсурдного. В підручнику подаються різні приклади. Завершуємо цю тему

таким. В одній будівлі з міркувань «реконструкції» зроблено було так, що ферми покриття перетнули зведені цегляні стіни. Згодом відбулося осідання стін (можливо, під ними не було фундаментів) – наслідки зрозумілі.

13.3.5. Наслідки дефектів, пошкоджень та інших чинників, що погіршують технічний стан об'єктів

Наявність дефектів і пошкоджень призводить до суттєвого збільшення матеріальних витрат для забезпечення експлуатаційної надійності будівельного об'єкта. Це з одного боку. Але з іншого боку, невиконання робіт з усунення дефектів і пошкоджень може призвести до аварійної ситуації і до значно більших витратних сум на її ліквідацію.

На аварію об'єкта можуть бути різні погляди й різні оцінки її наслідків. З позиції наглядово-правової установи, встановлюється адміністративна чи кримінальна відповідальність осіб, причетних до забезпечення надійності об'єкта на всіх його життєвих циклах. У кожного випадкового перехожого аварія викликає своєрідні емоції і відчуття. Для фахівця в складі комісії, яка розслідує причини аварії будівельного об'єкта, з позиції філософії техніки уламки будівлі, споруди, конструкції є технічною системою. Ретельний аналіз цієї технічної системи дає можливість установити об'єктивні й суб'єктивні причини руйнування об'єкта.

На жаль, у спеціальній бібліографії рідко трапляються публікації присвячені аваріям будівельних об'єктів. Це пов'язано з тим, що аварії це поодинокі трагічні випадки, що приводять до руйнації об'єкта з великими матеріальними і можливо людськими втратами. З іншого боку аварії можна розглядати, як самостійний експеримент який відбувається не контрольовано з боку людини. З наукової точки зору аварії будівельних об'єктів несуть інформацію, яка застерігає від можливих помилок в проектуванні будівельних конструкцій.

На підставі системного підходу до аналізу великих аварій промислових будівель* з металевими конструкціями встановлені причини появи дефектів і пошкоджень та класифіковано аварії за цими причинами (рис. 3.29).

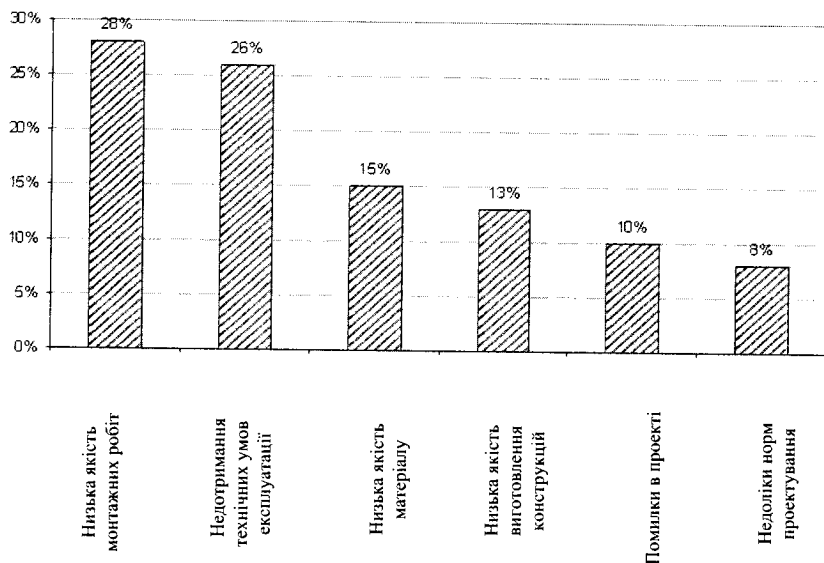


Рис. 3.29. Класифікація аварій за причинами їх виникнення

Основні порушення при експлуатації будівель і споруд, які призвели до аварійних ситуацій:

- перенавантаження конструкцій;
- невиконання взагалі чи несвоєчасний ремонт покрівель;
- недостатній захист конструкцій від корозії;
- відсутність спеціальної витяжної вентиляції при наявності агресивного середовища і технологічного пиловиділення;
- відсутність погашення впливу вібрації технологічного устаткування та інших динамічних впливів;
- закріплення на будівельних конструкціях технологічного обладнання не передбаченого проектом;
- зміна гідрогеологічних умов ґрунту під об'єктом.

* Пермяков М.Б. Аварии промышленных зданий: анализ причин.
<http://www.pomag.ru/pressa/error-analiz>.

Нижче приведені декілька випадків масштабних аварій різних за функціональним призначенням споруд і будівель за останні десять років, що сталися через якісь з наведених вище порушень правил експлуатації (фото 9 – 12).

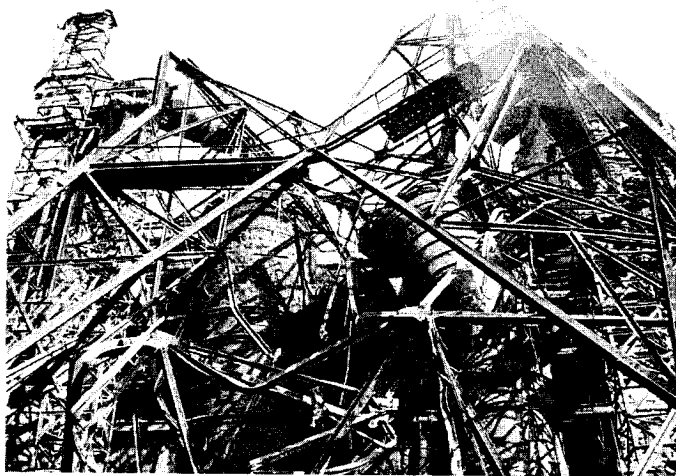


Фото 9. Обвалення витяжної башти заввишки 100 м сіркоуловлювальних установок гірничо-збагачувального виробництва (2002 р.)



Фото 10. Обвалення покриття термокалібрувального цеху металургійного комбінату (2001 р.)

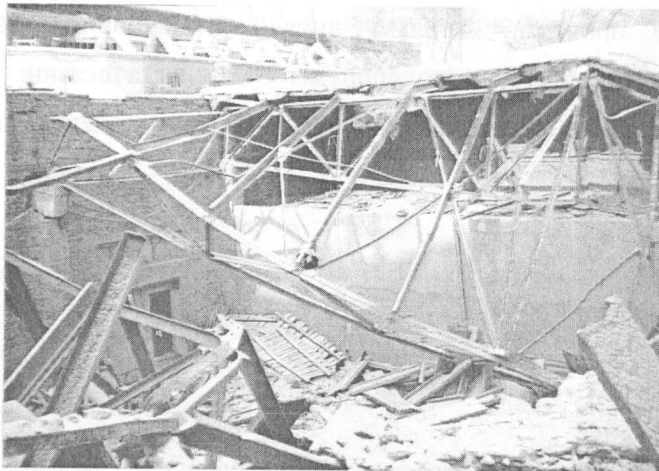


Фото 11. Обвалення покриття цеху випалювання металургійного комбінату (2006 р.)



Фото 12. Обвалення покриття будівлі травильного відділення металургійного комбінату (2006 р.)

У публікації, з якої взяті для ілюстрації випадки аварій, не дано характеристики природних умов та інших факторів як на момент руйнування будівельних об'єктів, так і на деякий період часу до аварії. А подібна інформація надзвичайно важлива, вона дає змогу встановити «передісторію» втрати об'єктом надійності. Така «передісторія» дається в деяких прикладах руйнування будівель і споруд, які тут розглядаються далі. Як би була приділена увага «техногенному попередженню», то цілком імовірно, руйнуванням вдалося б запобігти.

Часто руйнування будівельних об'єктів трапляються тоді, коли накопичуються дефекти й пошкодження до такої кількості, що міцності несучих конструкцій стає недостатньо для опору не тільки екстремальним, а навіть звичайним природним впливам.

Щодо обвалення витяжної башти (див. фото 9) можна припустити такі причини. Під час експлуатації споруди в підземному просторі під фундаментом відбулися такі зміни, що гідрогеологічні умови основи погіршилися порівняно з тими, що встановлені пошуковими роботами і закладені в проект. Внаслідок деформацій ґрунту башта нахилилася. При несприятливому вітровому збуренні від місцевого перенавантаження сталося руйнування основи і фундаменту і башта обвалилася. Висотні споруди лінійно-протяжного типу дуже чутливі до змін у ґрунті під фундаментом.

У публікації стосовно обвалень покриттів цехів, що показані на фото 10 – 12 говориться, що обвалення сталося внаслідок снігових навантажень на покриттях будівель. Здається, автор публікації не звернув уваги на це як на фактор будівельної кліматології. А марно. Будівельна кліматологія – це предмет не тільки метеорологів, а, чи не більше, будівельників, про що говорилося у главі 12 підручника. Цілком можливо, що не отримали практичного застосування особливості снігонакопичення на покриттях будівель в умовах щільної забудови промислового підприємства. А цікаві результати спостерігаються навіть на фото 11. Чітко помітна на ділянці покриття різниця у висоті снігового покриву на двох схилах. На фото 3 не можна не звернути уваги на форму снігонакопичення на ділянці покриття поблизу надбудови (у лівому верхньому куті фото 10). Різниця у висоті снігового шару дуже значна. Подібні фактори – це зміст будівельної кліматології. Шкода, якщо на них не звертають уваги при експлуатації будівель.

Не можна залишати поза увагою таку обставину. На фото 10 – 12 показано об'єкти одного металургійного комбінату (автор публікації має до нього безпосереднє відношення), на якому руйнування покриттів будівель відбулося протягом декількох років. Якщо ці прикрі випадки не викликали

стурбованості і не було вжито необхідних заходів, щоб їм запобігти, то це службовий недогляд технічного персоналу підприємства.

13.3.6. Оцінювання технічного стану сталевих конструкцій

Оцінювання технічного стану – регламентована ДБН процедура, яка виконується з метою перевірки рівня надійності (безвідмовності) і довговічності конструкцій та встановлення можливості їх використання за призначенням у передбачених проектом умовах і на певний строк експлуатації, що прогнозується.

Залежно від здатності конструкції виконувати протягом прогнозованого строку усі функції, передбачені нормативною та проектною документацією, технічний стан конструкції можна класифікувати як:

справний – кількісні та якісні значення всіх контрольованих параметрів технічного стану відповідають встановленим чинними нормами значенням із врахуванням меж їх зміни;

працездатний – окремі показники контрольованих параметрів не відповідають вимогам чинних норм, але наявні порушення вимог не призводять до порушення працездатності, і необхідна несуча здатність (потужність) основних конструкцій та інженерних систем з врахуванням впливу наявних дефектів і пошкоджень забезпечується ;

непрацездатний – наявні дефекти і пошкодження, що призвели до значного зниження несучої здатності (потужності) основних конструкцій та інженерних систем, але відсутня небезпека раптового руйнування, втрати стійкості, і експлуатація об'єкта можлива або при контролі (моніторингу) технічного стану або при відновленні чи підсиленні конструкцій та інженерних систем;

аварійний – наявні пошкодження і деформації основних конструкцій та інженерних систем, які свідчать про вичерпання несучої здатності і небезпеку руйнування або втрати стійкості конструкцій та інженерних систем.

На відміну від проектування нових конструкцій, коли їх надійність підтверджується тільки розрахунком, для характеристики існуючих конструкцій можна застосовувати методи, засновані на:

- аналізі досвіду експлуатації;
- використанні методів перевірного розрахунку;
- перевірці пробним навантаженням.

Ці способи можна використовувати і в комбінації, а саме:

- один і той самий конструктивний елемент можна обстежити і оцінити декількома способами, і якщо вони дають різні результати, то приймається найбільш обережна оцінка.

Прогнозований строк експлуатації, який враховується під час оцінювання технічного стану, приймається за одним із таких варіантів:

- до вичерпання встановленого нормативного строку функціонування будівлі чи споруди;
- до найближчого запланованого капітального ремонту;
- до встановлюваного під час оцінювання строку, після закінчення якого конструкція знову підлягає оцінюванню з метою перевірки можливості продовження експлуатації.

В усіх випадках оцінювати технічний стан слід на підставі результатів поточних і періодичних оглядів або спеціального обстеження, під час якого збираються дані про фактичний знос конструкцій, уточнюються відомості дослідження властивостей матеріалів, збирається технічна документація, яка збереглася, проводяться необхідні розрахунки тощо.

13.4. Дефекти і пошкодження залізобетонних конструкцій

13.4.1. Дефекти виготовлення, транспортування і монтажу

Ці дефекти впливають на якість конструкцій і знижують їх працездатність, а також є місцями появи й розвитку пошкоджень при експлуатації конструкцій. Найбільш поширені такі дефекти залізобетонних конструкцій:

- технологічні тріщини: усадкові, що утворюються в незатверділому бетоні внаслідок усадкових деформацій;

- осадів, що виникають внаслідок нерівномірного осідання бетонної суміші при її ущільненні або при деформації опалубки;
- температурно-усадкові тріщини, що виникають у затверділому бетоні внаслідок порушення тепловологісного оброблення і проявляються у вигляді тріщин розкриттям до 0,2 мм;
- дефекти бетонування: раковини і каверни; місця, де витікав цементний розчин;
- оголення арматури або недостатня товщина захисного шару;
- відколи бетону і тріщини від силових дій при транспортуванні і монтажу, що виникають при недотриманні відповідних вимог до виконання робіт;
- висоли при тривалому зберіганні конструкцій на відкритому повітрі;
- відсутність захисту випусків арматури від корозії;
- ненадійне анкерування закладних деталей, перекосячи чи надмірно заглиблення в бетон (може бути взагалі відсутність закладних деталей, передбачених проектом);
- відхилення від проектних розмірів елементів внаслідок помилок при виготовленні опалубки чи її деформувань.

Дефекти можуть бути видимі чи приховані. Вплив видимих дефектів на якість конструкцій оцінюється залежно від їхнього виду, розміщення, розмірів і порівнянням з припустимими. Наприклад, усадкові тріщини розкриттям більше ніж 0,2 мм – 0,5 мм суттєво впливають на довговічність конструкцій. Відхилення від проектних розмірів оцінюється за мірою їх впливу на жорсткість і несучу здатність конструкцій зіставленням з допусками згідно з нормами проектування залізобетонних конструкцій.

Приховані дефекти (їхній вид, розміщення, розміри) встановлюються застосуванням дефектоскопії, методи і засоби якої розглядаються в третьому розділі підручника.

13.4.2. Пошкодження залізобетонних конструкцій

Залежно від експлуатаційних дій пошкодження можна розподілити на такі групи:

- 1) пошкодження силового характеру;
- 2) пошкодження температурного характеру;
- 3) пошкодження хімічного характеру (корозійні);
- 4) пошкодження внаслідок порушень правил експлуатації.

1. Пошкодження силового характеру. Це силові тріщини в конструкціях:

поздовжні – в стиснутих зонах конструкцій, що працюють на згин чи згин і стиск;

поперечні – перпендикулярні поздовжній осі конструкцій; вони виникають від дії згинального моменту в розрахунковому перерізі, мають клиноподібну форму;

похилі – в стінках балок, опорних вузлах ферм;

різного виду – в зонах анкерування напруженої арматури, консолях колон, оголовках колон, омоноличених стиках збірних конструкцій.

2. Пошкодження температурного характеру. При тривалій дії підвищених температур колір бетону змінюється: при температурі до 300 °С бетон набуває рожевого відтінку; при температурі 400...600 °С – червоного кольору; при температурі 900...1000 °С – блідо-сірого відтінку. За кольором бетону можна робити висновок про міру пошкодження конструкцій чи частин будівель у зонах інтенсивної дії температури (конвекційного нагрівання, відкритого вогню). Механічні пошкодження температурного характеру у вигляді температурно-усадкових тріщин з'являються там, де були усадкові тріщини на стадії виготовлення конструкцій. Утворена сітка поверхневих тріщин стає основою силових тріщин з інтенсивним їх розкриттям у початковий період експлуатації.

При періодичному замерзанні води (атмосферної, технологічної) у внутрішніх порожнинах конструкцій відбувається розтріскування бетону і відколи великих ділянок (схема 3.1).

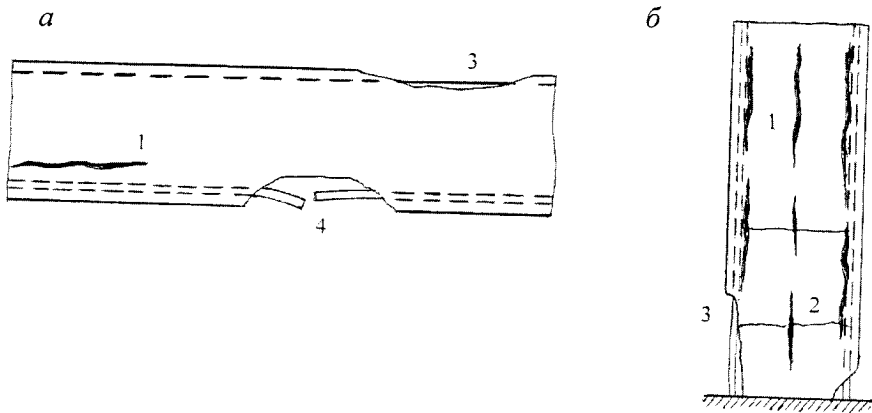


Схема 3.1. Пошкодження конструкцій:

а – балки; *б* – колони;

1 – корозійні тріщини вздовж робочої арматури; *2* – теж саме вздовж осі колони поперечних стрижнів; *3* – відшарування захисного шару з руйнуванням бетону; *4* – розрив робочої арматури

Тріщини сприяють проникненню води, корозії арматури й порушенню її зчеплення з бетоном. Близьке розміщення подібних пошкоджень помітно зменшує розрахункові геометричні параметри поперечного перерізу конструкції.

3. Пошкодження хімічного характеру. Ознаками корозійного пошкодження бетону та арматури є висоли (випучування) на поверхні бетону. Тріщини корозійного характеру розміщуються уздовж стрижнів арматури. «Малюнок» цих тріщин на поверхні повторює схему армування конструкції. З'являються іржавні плями і підмоклі, поверхня бетону стає крихкотою, помітне відшарування захисного шару зі слідами іржі.

4. Пошкодження внаслідок недотримання правил експлуатації. При обстеженні залізобетонних конструкцій слід звертати пильну увагу на ті місця, в яких частіше трапляються корозійні пошкодження. Це місця протікання покрівлі, накопичення бруду, пилу, вологи чи агресивних речовин поблизу технологічних трубопроводів і агрегатів і т. ін.

Пошкодження виникають з таких причин: удари по конструкціях; використання будівельних конструкцій не за призначенням, наприклад, для підвішування поліспастів, спирання домкратів і т.п.; влаштування

технологічних отворів, наприклад, у балках покриття; віддалення елементів просторової жорсткості будівлі або споруди тощо.

13.4.3. Характерні пошкодження залізобетонних конструкцій*

При обстеженні часто важко відрізнити пошкодження силового характеру від дефектів. Тому далі дається характеристика цих двох чинників з позиції їхнього впливу на працездатність несучих залізобетонних конструкцій як пошкоджень на підставі візуального огляду.

Пошкодження колон. Суцільні колони (Схема 3.2).

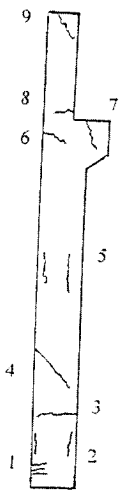


Схема 3.2

Характеристика пошкоджень:

1 – при нормальній роботі конструкції тріщини не повинні мати розкриття більше, ніж допускається в проекті; при ширині розкриття, що перевершує допустиме, тріщини знижують працездатність колони: розкриття понад 0,5 мм свідчать про можливість неприпустимого стану конструкції;

2 – при нормальній роботі конструкції тріщини не допускаються; їх виникнення свідчить про втрату зчеплення арматури з бетоном; можливе зменшення площі арматури через її корозію;

3 – тріщини не допускаються; їх поява свідчить про зниження несучої здатності колони; при ширині розкриття понад 0,4 мм тріщини свідчать про недопустимий технічний стан колони;

4 – тріщини свідчать про недопустимий технічний стан колони;

5, 6 – при нормальній роботі конструкції розкриття не повинні бути більшими за допустимі;

7, 8 – при нормальній роботі конструкції не допускаються; при розкритті тріщин більше ніж 0,4 мм свідчать про небезпечний технічний стан консолі;

9 – тріщини свідчать про неприпустимий технічний стан надкранової частини колони в місці спирання ригеля.

* http://stroynadzor.ucoz.ru/index/ocenka_zelezobetonnnykh_konstrukcij/0-16

Двогількові колони (Схема 3.3).

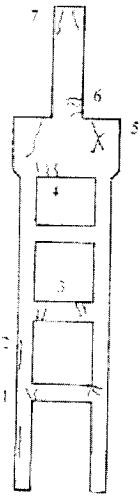


Схема 3.3

Характеристика пошкоджень:

1 – при нормальній роботі конструкції тріщини не повинні мати розкриття більше, ніж 0,1 мм; у протилежному випадку слід перевірити розрахунком несучу здатність колони з урахуванням причин, що викликали підвищене розкриття тріщин (перевантаження колони, зміна статички внаслідок, наприклад, нерівномірного осідання фундаменту і т. ін.);

2 – при нормальній роботі конструкції тріщини не допускаються; їх виникнення внаслідок втрати зчеплення арматури з бетоном; при ширині тріщин 0,8 мм і більше, при відшаруванні бетону технічний стан колони класифікується як неприпустимий;

3, 4 – при нормальній роботі конструкції тріщини не повинні мати ширину розкриття більше ніж 0,2 мм; в іншому випадку слід перевірити розрахунком несучу здатність колон;

5, 6 – тріщини свідчать про погіршення технічного стану колони; при ширині розкриття понад 0,5 мм настає небезпечний технічний стан консолей;

7 – небезпечний технічний стан колони.

Пошкодження балок. Підкранові балки (Схема 3.4).

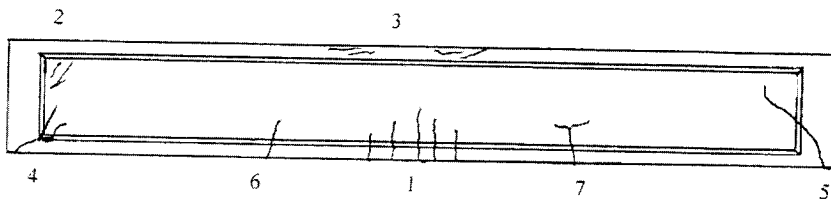


Схема 3.4

Характеристика пошкоджень:

1, 2 – при нормальній роботі балки тріщин не повинно бути; їхня поява свідчить про незадовільний технічний стан конструкції;

3 – з'являються як супутні в разі появи тріщин типу 1 і 2; свідчать про руйнування бетону стиснуті полички.

4, 5 – при нормальній роботі тріщин не повинно бути; при розкритті ширини тріщин більше ніж 0,1 мм несуча здатність підкранової балки знижується; тріщини свідчать про порушення анкерування попередньо напруженої арматури.

6, 7 – тріщини свідчать або про різке зменшення перерізу робочої арматури, або наявність неякісного стику арматури.

Двоскатні кроквяні балки (схема 5)

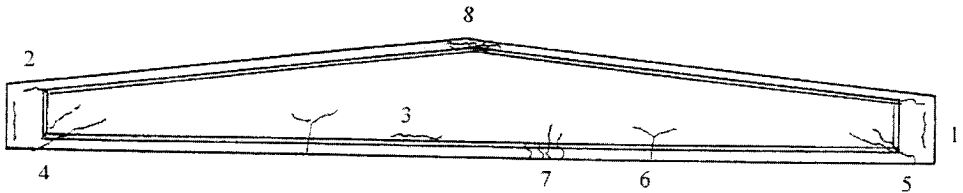


Схема 3.5

Характеристика пошкоджень:

1, 2, 3 – при нормальній роботі конструкції тріщин не повинно бути; при появі тріщин необхідно перевірити розрахунком.

4, 5 – при нормальній роботі балки тріщин не повинно бути; їх поява свідчить про небезпечний технічний стан конструкції.

6 – при нормальній роботі тріщин немає; поява їх може бути спричинена недостатністю чи відсутністю заправлення арматури стінки балки у нижню полицю; слід виконати розрахунком оцінку міцності балки;

7 – тріщини не повинні перевершувати ширину розкриття 0,1 мм; більше розкриття тріщин потребує оцінювання несучої здатності балки; перевищення за наявності тріщин допустимого прогину балки свідчить про недопустимий технічний стан конструкції;

6, 7 – тріщини виникають при зменшенні перерізу робочої арматури;

8 – при нормальній роботі балок тріщини не з'являються; вони виникають при технічному стані конструкцій з появою тріщин типу 6, 7.

Стропильні балки з отворами (Схема 3.6)

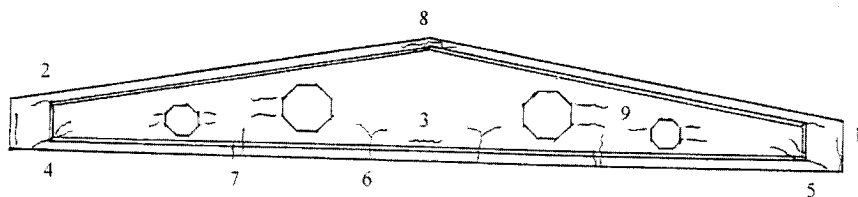


Схема 3.6

На додаток до тріщин типів 1 – 8, наведених на схемі 3.5, можуть з'явитися тріщини 9, специфічні для балок з отворами в стінці. Похилі і горизонтальні тріщини між отворами з'являються від зусилля зсуву при недостатньому армуванні. Слід виконати перевірні розрахунки конструкції для оцінки її технічного стану.

Візуальне оцінювання опорного вузла ферми покриття (Схема 3.7)

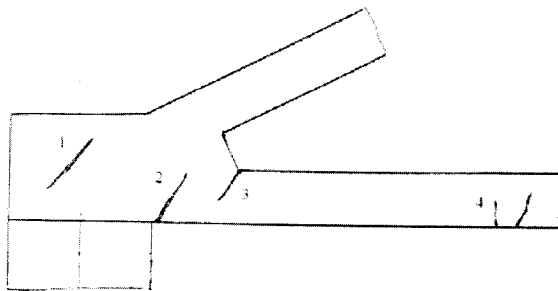


Схема 3.7

Характеристика пошкоджень:

1, 2, 3 – при нормальній роботі ферм тріщини не повинні з'являтися; поява тріщин свідчить про помилки армування або порушення анкерування арматури нижнього пояса в зоні вузла або перенавантаження; технічний стан ферми вважається небезпечним;

4 – при нормальній роботі допускається розкриття тріщин до 0,1 мм; перевищення розкриття тріщин свідчить про недопустимий технічний стан ферм у сполученні з колоною.

13.4.4. Категорії технічного стану залізобетонних конструкцій

На підставі аналізу впливу на технічний стан залізобетонних конструкцій та наявності в них розглянутих вище дефектів і пошкоджень визначено такі категорії їх технічного стану.

Перша категорія - нормальна. Пошкодження не знижують несучої здатності й жорсткості конструкцій: незначні сколи в межах товщини захисного шару бетону; волосяні тріщини із заплівними берегами, що не мають чіткої орієнтації, переважно на верхній (при виготовленні) поверхні.

Друга категорія – задовільна . Волосяні тріщини уздовж арматури, сліди іржи на поверхні бетону внаслідок корозії арматури при втраті бетоном захисних властивостей. Орієнтовне зниження несучої здатності до 5%.

Третя категорія – непридатна до нормальної експлуатації. Пошкодження арматури та закладних деталей (надрізи, вириви тощо), часто при сполученні з попередніми дефектами. Тріщини уздовж арматурних стержнів внаслідок корозії арматури до 3мм з явними її слідами на поверхні бетону. Нормальні тріщини в згинальних конструкціях внаслідок перенавантаження. Відносні прогини, що перевищують для: попередньо - напружених кроквяних ферм 1/800; попередньо - напружених кроквяних балок та балок перекриттів 1/400; плит перекриттів та покриттів 1/200. Відшарування захисного шару бетону. Зменшення площі обпирання конструкцій порівняно з проектною.

Четверта категорія - (аварійна). Випирання стиснутої арматури, поздовжні тріщини в стиснутій зоні, лущення бетону стиснутої зони. Те саме, що й у попередньому випадку, але є тріщини з розгалуженими у стиснутій зоні кінцями. Похилі тріщини 1,5 мм та більше зі зміщенням ділянок балки одна відносно одної та похилі тріщини, що перетинають арматуру. Розриви або зміщення поперечної арматури у зоні похилих тріщин. Відривання анкерів від пластин закладних деталей, руйнування стиків або їх елементів.

13.4.5. Наслідки пошкоджень залізобетонних конструкцій

На фото 13 – 15 ілюструються залізобетонні конструкції, що знаходяться в аварійному стані. Руйнування сталося внаслідок тривалої експлуатації в умовах надзвичайної зволоженості конструкцій при перемінному заморожуванні – відтаюванні. Зволоження плит покриття відбувалося внаслідок утворення конденсату (теплоізоляція покриття була недостатня), зволоження балок перекриття під першим поверхом – внаслідок інтенсивного протікання технологічних носіїв.

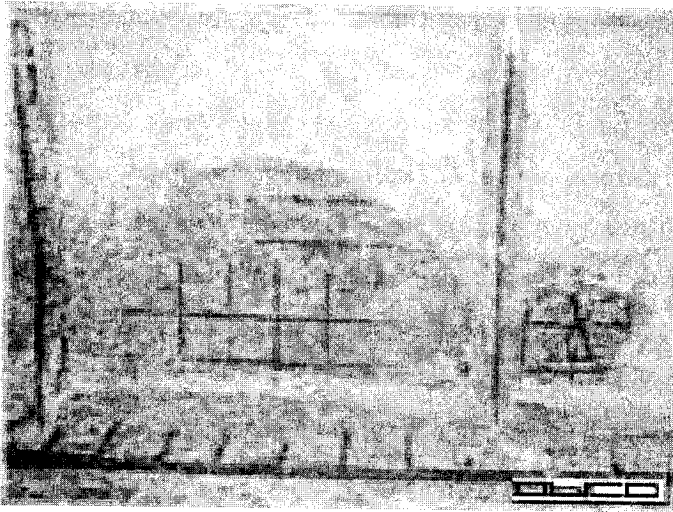


Фото 13. Руйнування захисного шару бетону плит покриття

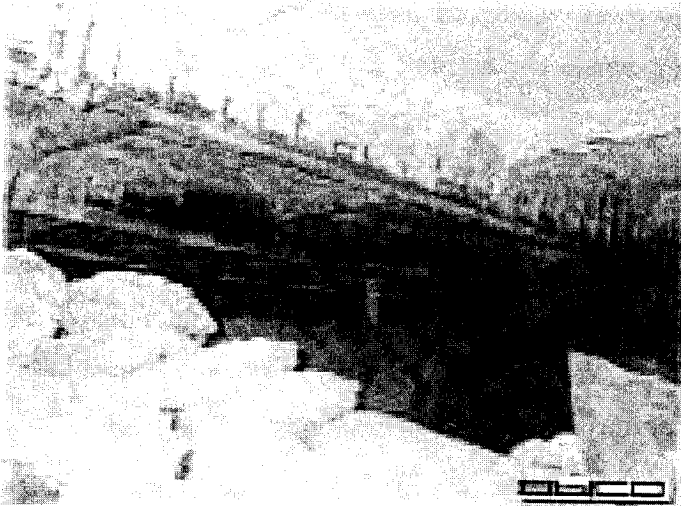


Фото 14. Пошкодження поздовжніх ребер плит покриття

Відбулося руйнування бетону захисного шару з оголенням арматури до 80% від загальної площі конструкцій. Робочі стрижні каркаса поздовжніх ребер внаслідок корозії втратили до 50% поперечного перерізу.

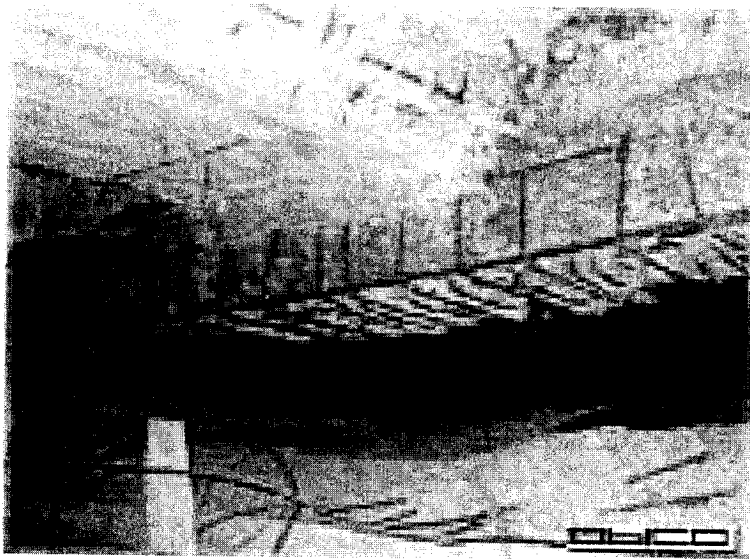


Фото 15. Пошкодження монолітних балок перекриття

Руйнування бетону захисного шару сталося майже по всій площі балок з втратою робочою арматурою і стрижнями хомутів майже 60 % поперечних перерізів.

Повчальний приклад*

Повчальність прикладу полягає в тому, що в ньому показано, як один дефект монтажу конструкцій (який, як з'ясувалося, не став небезпечним) призвів до появи іншого дефекту, що, навпаки, став небезпечним.

При будівництві трипролітної будівлі ринку зі збірних залізобетонних конструкцій вісь ряду А виявилася зміщеною від проекту на декілька сантиметрів. Ця помилка (можливо, геодезична) була побачена при монтажі балок покриття. За проектом вузол спирання балок і плит покриття над колонами по ряду Б мав бути таким, як показано на рис. 3.30.

* Інформацію для прикладу взято зі статті Жуковського І. М. «Причини и уроки аварий строительных конструкций» // Бетон и железобетон в Украине. – №4. – 2009. С.33 – 39.

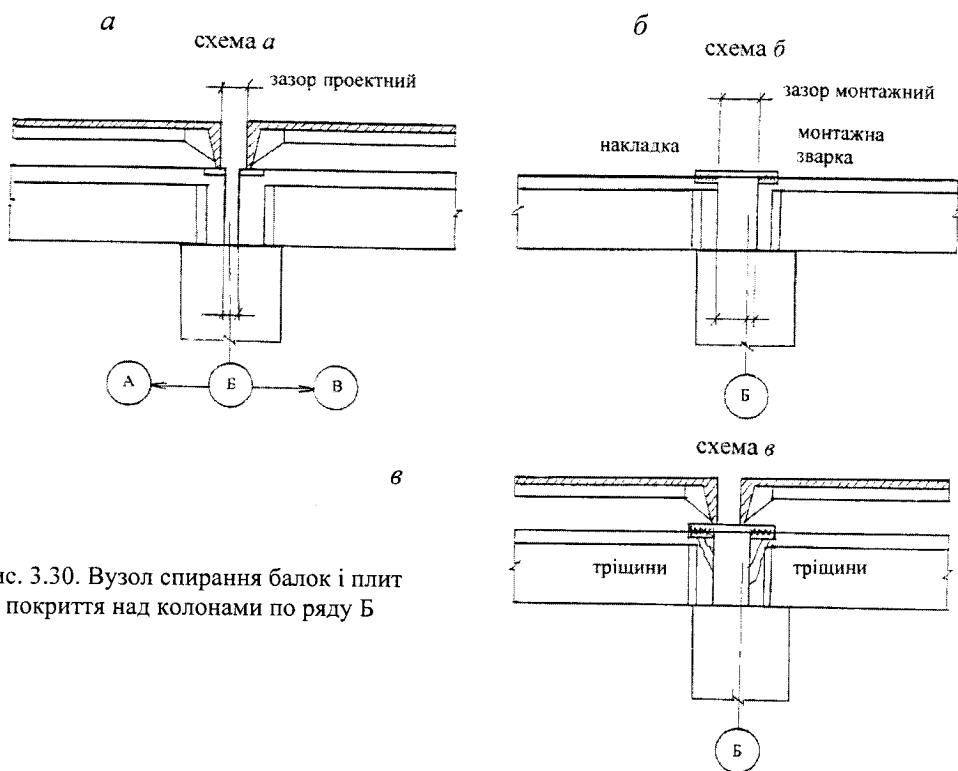


Рис. 3.30. Вузол спирання балок і плит покриття над колонами по ряду Б

У дійсності зазор між балками покриття збільшився (схема б). Занепокоєння повинен був викликати факт утворення ексцентриситету навантаження на колону від прольоту А – Б. Це серйозне відхилення від проекту. Проте будівельників, здається, хвилював зазор між балками. Не будемо гадати за них, чому саме так. На схемі в показано, що здійснено будівельниками: вони перекрили зазори металевим листом з приварюванням його до закладних деталей балок. Будь-яка зміна, порівняно з проектом повинна обов'язково узгоджуватися з проектною організацією. Цього зроблено не було. Проектувальники не санкціонували б подібного рішення. Дрібниця, на думку виконавців робіт, призвела до зміни статички балок покриття: розрізна схема перетворилася на трипролітну нерозрізну. З'явився опорний згинальний момент, величина якого від власної ваги балок і плит покриття (а взимку – від снігового навантаження) одного порядку зі згинальним моментом у прольоті. Опорні зони балок покриття розраховані за умови відсутності згинального моменту, необхідної робочої арматури не було передбачено. Після монтажу плити покриття в опорних зонах балок утворилися тріщини (схема в), яких не повинно бути. Армуння полиць балок недостатньо для сприйняття розтягнутої складової пари сил. По суті, почалося руйнування бетону верхньої частини опорних зон балок. Тільки завдяки своєчасному втручання спеціалістів і застосуванню запобіжних заходів по відновленню статички балок і підсиленню

осередків руйнування не сталося аварії при експлуатації об'єкта, небезпека якої була реальна при навантаженні від снігу.

13.5. Дефекти і пошкодження дерев'яних конструкцій

Дерев'яні конструкції виконуються з цільної і клеєної деревини. Цільна деревина для елементів конструкцій (колоди, бруси, дошки) і клеєна деревина (багатошаровий пакет) відрізняються не тільки фізико-механічними властивостями. А ще тим, що окремі ознаки погіршення якості, неминучі в одній, категорично неприпустимі в іншій. Тому розглянемо загальні дефекти і пошкодження дерев'яних конструкцій і окремо специфічні для обох типів конструкцій.

Дефекти дерев'яних конструкцій, від яких залежить їхня якість:

- наявність природних вад деревини, які в конструкціях перетворюються на дефекти. Найбільш впливові вади такі: сучкуватість, косошарість, тріщини: від їх розмірів і розташування в елементах залежить сортність деревини;
- невідповідність фактичної якості деревини елементів вимогам проекту чи норм проектування;
- невідповідність відносної вологості деревини температурно-вологісним умовам експлуатації; від цього змінюються механічні характеристики деревини;
- відсутність ізоляційного шару між деревиною та іншими матеріалами у вузлах, на опорах;
- наявність серцевини, яка неприпустима в пиломатеріалах визначених розмірів відповідно до норм;
- невиконання вимог норм відносно ширини річних шарів і вмісту в них пізньої деревини;
- відсутність або недостатнє оброблення деревини антисептиками та антипіренами;
- відсутність щільності в з'єднаннях усіх типів;
- відсутність будівельного підняття в конструкціях.

Додаткові дефекти:

а) в конструкціях з цільної деревини:

– неправильне виконання врубок (рис. 3.31,а) і взагалі з'єднань (рис.3.31, б);

– розміщення болтів або нагелів в один ряд посередині ширини або висоти елементів (рис. 3.31,в)

– влаштування прямокутних підрізків в опорних частинах балок (рис. 3.31,г).

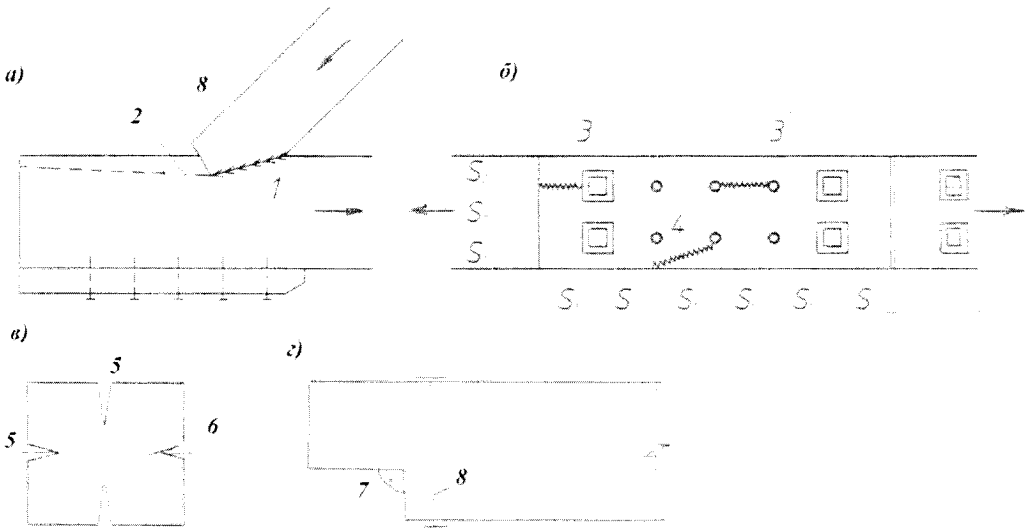


Рис. 3.31. Дефекти дерев'яних конструкцій:

а – врубка; б – стик розтягнутого елемента; в – переріз елемента каркаса (ферми);

г – опорна ділянка балки;

1 – відсутність зазору (обминання деревини); 2 – розколвання деревини;

3 – сколювання вздовж волокон при недотриманні відстані S_1 ; 4 – сколювання по косошарості при недотриманні S_2 ; 5 – тріщина від всихання деревини; 6 – нагелі (болти) посередині ширини елементів; 7 – підрізка ортогональна;

8 – відсутність аварійного болта

б) у конструкціях з клеєної деревини:

– низька якість клеєвого з'єднання внаслідок недотримання технологічних регламентів; особливо небезпечна наявність великих ділянок з відсутністю клеєвого шва (елемент наближається до складеного без в'язей зсуву);

– невиконання правил стосовно розміщення дощок по сортах деревини за висотою поперечного перерізу елементів;

– недостатнє заповнення клеєм отворів у з'єднаннях на вклеєних стрижнях і нагелях.

Пошкодження дерев'яних конструкцій:

- гнилизна і ураження червоточиною – ці пошкодження неприпустимі;
- вивітрювання з деревини захисних хімічних речовин;
- зміна геометричної схеми наскрізних конструкцій внаслідок первинної відсутності щільності з'єднань і набуття конструкціями значних прогинів (таке може привести до досягнення межі за другим граничним станом);
- поява в з'єднаннях силових тріщин (в корені врубок, між нагелями уздовж волокон деревини і т. п.), що свідчить про недостатній опір сколюванню і може стати причиною крихкого руйнування з'єднань;
 - механічні впливи в елементах і з'єднаннях;
 - внаслідок дії вогню і підвищеної температури;
 - від дії агресивного середовища;
 - внаслідок неправильного врахування температурно-вологісних умов експлуатації;
- внаслідок зміни схеми роботи конструкцій (поява збільшених порівняно з нормами напружень і деформацій в елементах і з'єднаннях);
- внаслідок зміни вимог будівельних норм.

З перелічених дефектів і пошкоджень дещо докладніше ознайомимося з такими специфічними з них для дерев'яних конструкцій: природні вади, ураження гнилизною, руйнування червоточиною.

Природні вади. Природні вади визначають якість деревини, відповідно до якої норми проектування дерев'яних конструкцій допускають для застосування три сорти цільної і клеєної деревини. Деревина для несучих елементів повинна відповідати 1, 2, 3 сортам за чинним державним стандартом, у якому, відповідно до сорту, обмежуються вид, розміри і розміщення різних вад (сучків, тріщин, косошарості) за довжиною і в перерізах пиломатеріалів. Крім цього, пиломатеріали повинні задовольняти таким додатковим вимогам:

- ширина річних шарів не повинна перевершувати 5 мм, а вміст у них пізньої деревини має становити не менше ніж 20 %;
- у заготовках з дошок 1 і 2 сортів для крайньої розтягнутої зони (на 0,15 висоти перерізу) елементів з клеєної деревини, що працюють на згин, серцевина не допускається.

Сучки. З великої кількості різновидів сучків розглядаються тільки ті, які найчастіше призводять конструкції з цільної деревини до дефектного стану і можуть бути виявлені візуально:

- кромочні сучки – ті, що виходять на кромку елемента;
- реброві, що виходять на ребро елемента;
- незросші, які не мають зростання з оточуючою деревиною;
- випадаячі, в тому числі і отвори від них;
- уражені гнилизною (сучки з м'якою деревиною).

В елементах з наявністю в них сучків (рис.3.32), навіть при навантаженні конструкції розрахунковим навантаженням, виникають місцеві перенапруження, які можуть призвести всю конструкцію до аварії. В зоні сучків в наслідок зменшення робочого перерізу елемента і появи напружень поперек волокон, чому деревина опирається дуже слабо, особливо при розтягу, утворюються тріщини.

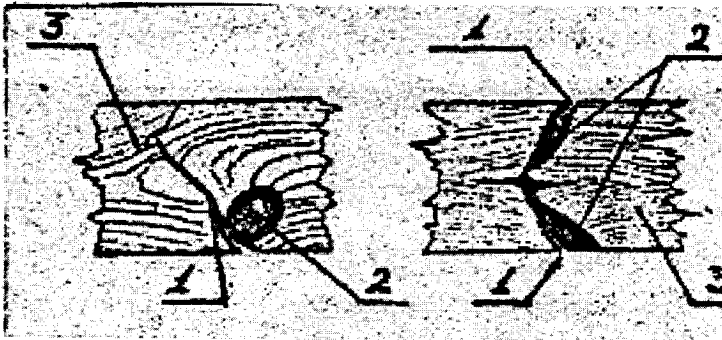


Рис.3.32. Тріщини в розтягнутих елементах у зоні сучків;
1 – тріщини; 2 – сучки; 3 – нахил волокон

Нахил волокон (застарілий термін - косошарість). Тангенціальний і радіальний нахил волокон знижує міцність деревини в розтягнутих елементах і

в розтягнутій зоні елементів, що працюють на згин, а також сприяє усушці і коробленню. Нахил волокон не повинен перевищувати 10°.

Тріщини, розрив волокон уздовж волокон. Не допускаються тріщини наскрізні в пиломатеріалах з виходом на пласті, кромці і торці елементів.

Ураження деревини гнилизною (рис. 3.33). За зразками, вирізаними з елементів, користуючись кольоровими таблицями, визначають вид домових грибів. Найбільш руйнівними грибами, поява яких неприпустима в несучих дерев'яних конструкціях, є такі: справжній домовий гриб (*Merulius lacrymans*, рис.3.33, а), білий домовий (*Poria Vaporaria*, рис. 3.33, б), домовий пластинчастий (*Connophora cerebella*, рис. 3.29, в); пліснявий (*Penicillium*, рис. 3.33, г).

Засоби боротьби з гнилизною деревини в будівлях і спорудах

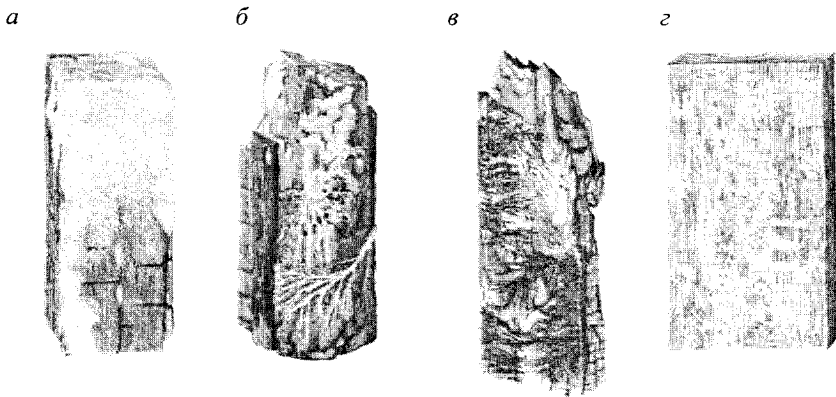


Рис. 3.33. Види неприпустимих грибів

Боротьба з гнилизною і усунення причин появи осередків зволоження деревини в конструкціях складається з таких заходів:

- виявлення місць зволоження деревини;
- оцінювання рівня ураження деревини гнилизною і виду гриба;
- формування завдання і програми обстеження;
- вибір зразків для визначення фізико-механічних властивостей деревини відповідальних елементів конструкцій;
- вимірювання вологості деревини як уражених гнилизною ділянок, так і «здорової» деревини;

- дослідження температурно-вологісного режиму приміщення навколо дерев'яних конструкцій, наявність руху і швидкість повітря.

За отриманими відомостями (можуть виникнути додаткові роботи) розробляють проект захисту деревини від гниття і заходи щодо підсилення в разі необхідності окремих елементів конструкцій.

Ураження деревини жуками (червоточина, рис. 3.34). По зрізах на зразках установлюють вид технічних шкідників – жуків і характер ушкодження деревини їхніми личинками. Поверхнева червоточина на глибину до 3 мм мало впливає на механічні властивості деревини. Всі види глибинної червоточини, особливо наскрізної порушують цілісність деревини, фактично зменшуючи поперечні розміри несучих елементів, і погіршують міцність деревини. Необхідні фізико-механічні властивості ураженої деревини для можливості виконання перевірочних розрахунків слід установлювати випробуванням великорозмірних (відносно розмірів за державними стандартами) зразків, вирізаних з другорядних елементів конструкцій.

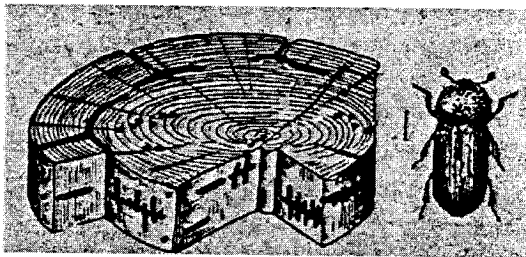


Рис.3.34. Характерні ураження деревини личинками жуків на поздовжньому і поперечному зрізах

Засоби боротьби з жуками. Для боротьби з жуками застосовують профілактичні та винищувальні заходи. Профілактичні заходи здійснюються вже при заготівлі лісу, зберіганні його на лісоскладах і будмайданчиках, а також при експлуатації будівель і споруд. Винищувальні заходи застосовують у разі виявлення жуків; при цьому видаляють зруйновану деревину, замінюють частини елементів чи конструкцій неураженою деревиною і оброблюють менш уражену деревину хімічними речовинами, що звуться інсектицидами.

Приклад 3.7 Обстеження технічного стану дерев'яного покриття будівлі*

Загальний вигляд будівлі показано на фото 16, конструктивну схему покриття з дефектами, виявленими при обстеженні, – на рис.3.35.

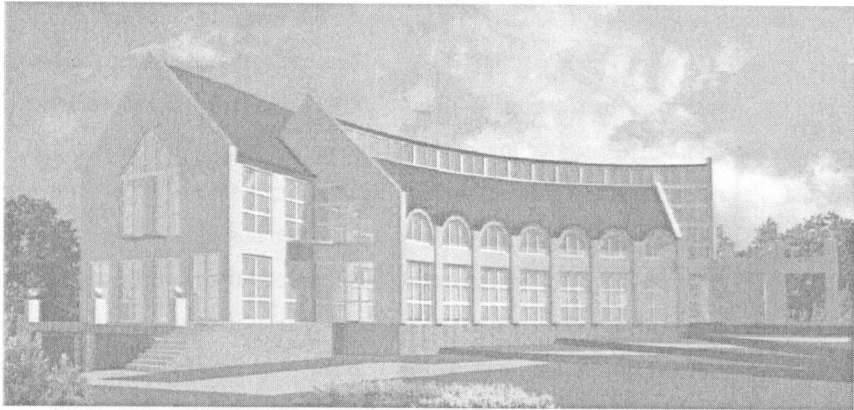


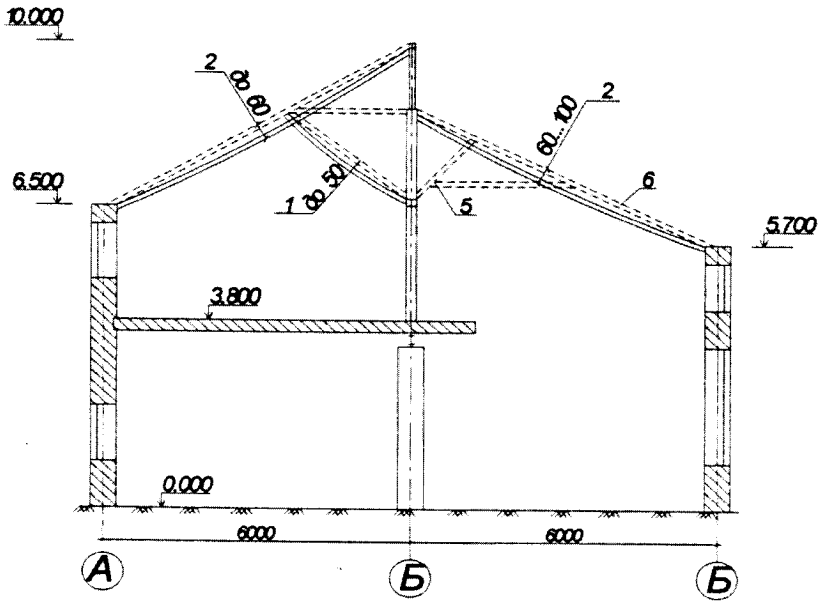
Фото 16. Загальний вигляд будівлі

Несучими елементами даху є крокви: в прольоті А – Б з дощок 50×180 мм (переріз 2 – 2) з кроком по зовнішній стіні 140 см; в прольоті Б – В головні крокви по осях 2...7 з двох спарених дощок (переріз 3 – 3), а між ними крокви з однієї дошки, які знизу спираються на поздовжні балки (переріз 4 – 4). По осі Б крокви спираються на металеві ригелі, укладені на металеві стояки.

Виявлено багато дефектів, зумовлених недотриманням як норм проектування дерев'яних конструкцій, так і правил виконання робіт. В прикладі наявні тільки ті, що абсолютно неприпустимі. В елементах присутня серцевина, навіть уражена гнилизною. Ознак дотримання вимог щодо сортності деревини для несучих елементів немає. Тому якість деревини низька. Тільки цього достатньо, щоб висновок про технічний стан покриття був негативний.

* Обстеження виконав проф. В.З. Кліменко.

1 - 1



2 - 2

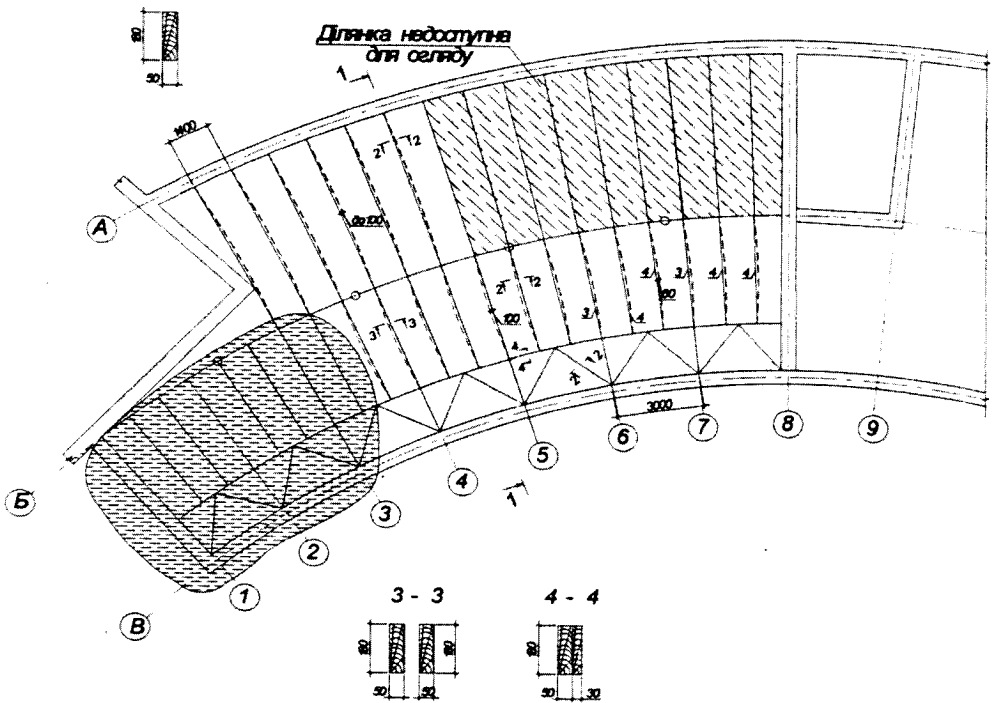


Рис.3.35. Схема покриття з дефектами будівництва

Обмірами встановлено таке.

Підкоси 1 мають гнучкість 200, що значно перевищує граничне значення, тому всі підкоси втратили стійкість, вигнувшись із площини до 10 см і в площині до 5 см (див. 1 – 1 на рис.3.35). Це призвело до того, що крокви 2 в прольоті А – Б набули прогини до 6 см, що перевищує нормативне значення (3,5 см).

На схемі в осях Б – В головні 3 і проміжні 4 крокви мали прогини 6...10 см і вигини з площини до 10 см. Тобто втрата кроквами плоскої форми згинання значно перевищує нормативні вимоги. І це при дії тільки навантаження від власної ваги даху. Значній деформативності крокв сприяло технічно безграмотне виконання стиків за довжиною, які не забезпечили їх жорсткості з площини згинання. Підкоси 5 ніякої конструктивної функції не виконували, їхня формальна наявність не дає змоги вважати їх проміжними опорами і розраховувати головні крокви за нерозрізною схемою. На розрахунковому прольоті 600 см жорсткість крокв не забезпечена. Значна піддатливість вузлових з'єднань балок 6 з головними кроквами 3 і вільне (без анкерування) спирання останніх на стіни і на ригелі по осі 5 сприяли загальній деформативності всього покриття. За результатами технічного обстеження покриття було зроблено висновок, що його конструкція не відповідає вимогам капітального будівництва. По схилу в осях А – Б запропоновані конструктивні заходи по підсиленню несучих елементів покриття. По схилу в осях Б – В розроблено проект кардинальної реконструкції покриття.

*Приклад 3.8. Обстеження технічного стану покриття з кільових панелей-оболонок**

Покриття трипролітної промислової будівлі складається з кільових панелей-оболонок довжиною 18 м, поперечний переріз яких показано на рис.3.36.

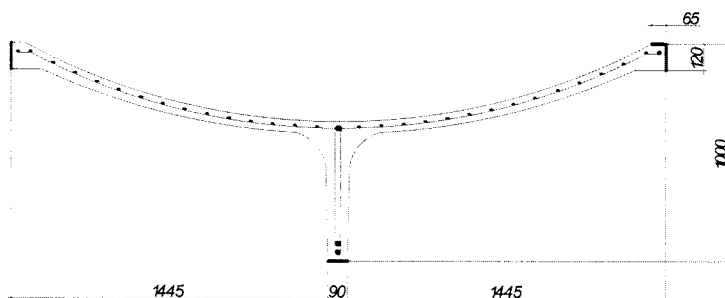


Рис.3.36. Переріз панелі-оболонки

У кожному прольоті за довжиною будівлі розміщено 40 панелей-оболонок завширшки 3 м. Поперечний переріз з будівлі і фрагменти плану покриття показані на рис.3.37.

* Дослідження виконані в ДП «ВЦБК».

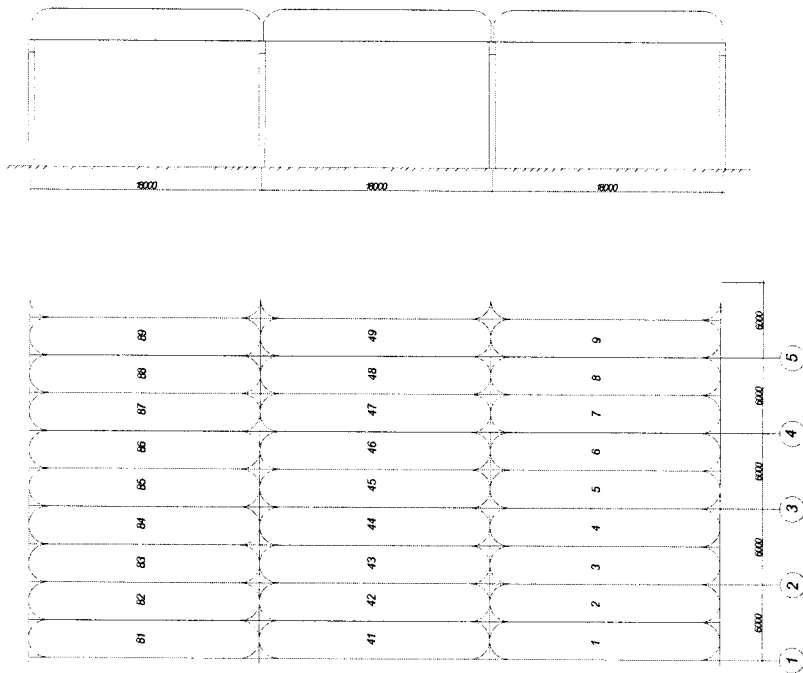


Рис.3.37. Покриття виробничої будівлі

Обстеженням установлено, що внаслідок значного руйнування рулонної покрівлі (це характеризує технічну культуру експлуатації) і пористості бетону відбувалась інтенсивна фільтрація атмосферної води крізь плити-оболонки. Це призвело до корозійного пошкодження робочої попередньо напруженої арматури кіля плит покриття і руйнування захисного шару (рис.3.38, а). Початковий діаметр робочої арматури становив 28 мм, за замірами він склав 25 мм. Небезпечним є порушення зчеплення арматури з бетоном. Внутрішні видимі поверхні оболонок пошкоджені тріщинами (рис.3.38, б). Тріщини виявлені і в поздовжніх стінках оболонок. Розкриття водоізоляційного килима показало, що тріщини в тілі оболонок наскрізні. Це не могло не призвести до корозійного пошкодження арматурних сіток і руйнування бетону стиснутої зони.

Тріщини, паралельні до поздовжньої осі плити-оболонки, зумовлені дією поперечних згинальних моментів. Косі тріщини в кутових зонах оболонок зумовлені спільною дією нормальних уздовж осі оболонок і зсувних зусиль на опорах.

У статичному відношенні панель-оболонку можна розглядати як балковий елемент з недеформованим поперечним контуром. Несуча спроможність нормальних перерізів оболонок забезпечується в розтягнутій зоні попередньо напруженою арматурою, в стиснутій зоні – площею бічних поздовжніх бортів обрамлення оболонок і міцністю бетону. В сумісну

роботу з бортами включаються верхні частини тіла оболонки. Корозійне пошкодження робочої арматури і порушення її зчеплення з бетоном в кілі, а також пошкодження бетону бортових елементів, зменшують складові розтягу і стиску внутрішньої пари сил (згинального моменту) в нормальних перерізах панелі-оболонки. Для виявлення необхідності підсилення панелей-оболонок проведено перевірні розрахунки за проектними і фактичними параметрами армування з урахуванням установлених пошкоджень, які засвідчили про те, що міцність перерізу всередині прольоту панелі-оболонки не забезпечена.

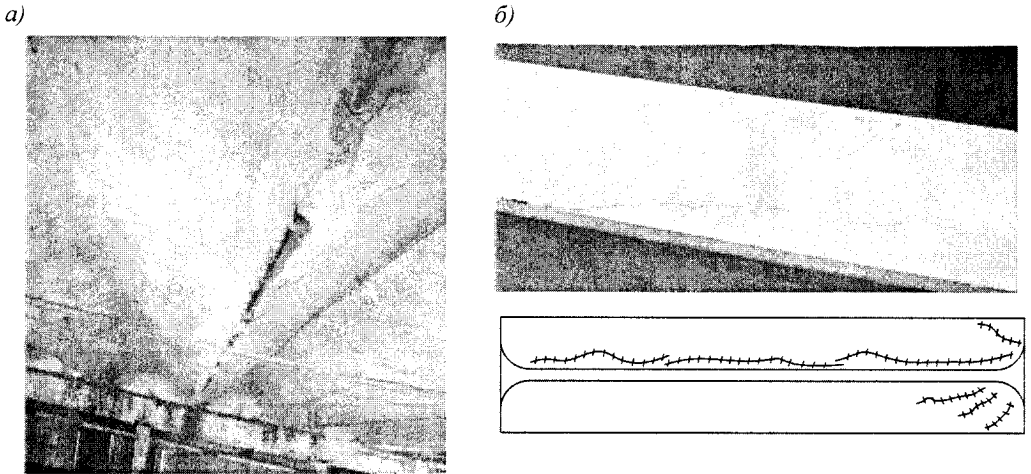


Рис.3.38. Ушкодження кильових панелей:
 а – ушкодження захисного шару бетону і робочої арматури;
 б – тріщини в панелях-оболонках

Для підсилення панелей-оболонок прийнято зовнішнє армування. Полиці оболонки підсилені металевими штабами перерізом $4,5 \times 0,6$ см по зовнішній і внутрішній поверхнях з кроком 50 см по довжині панелі, які з'єднуються болтами (рис.3.39). Останні притягують металеві штаби щільно до поля оболонки завдяки визначеній послідовності постановки і натягу болтів.

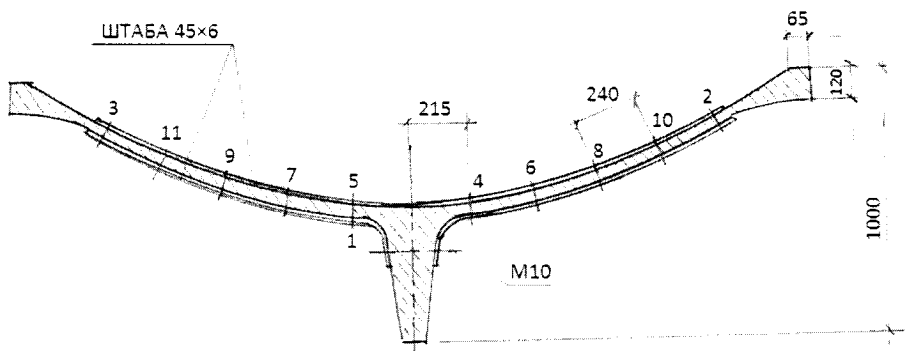


Рис. 3.39. Підсилення поля оболонки і послідовність постановки болтів.

Підсилення розтягнутої зони плит-оболонок здійснено двома стержнями $\varnothing 20$ А-1. Конструкцію підсилення показано на рис.3.40.

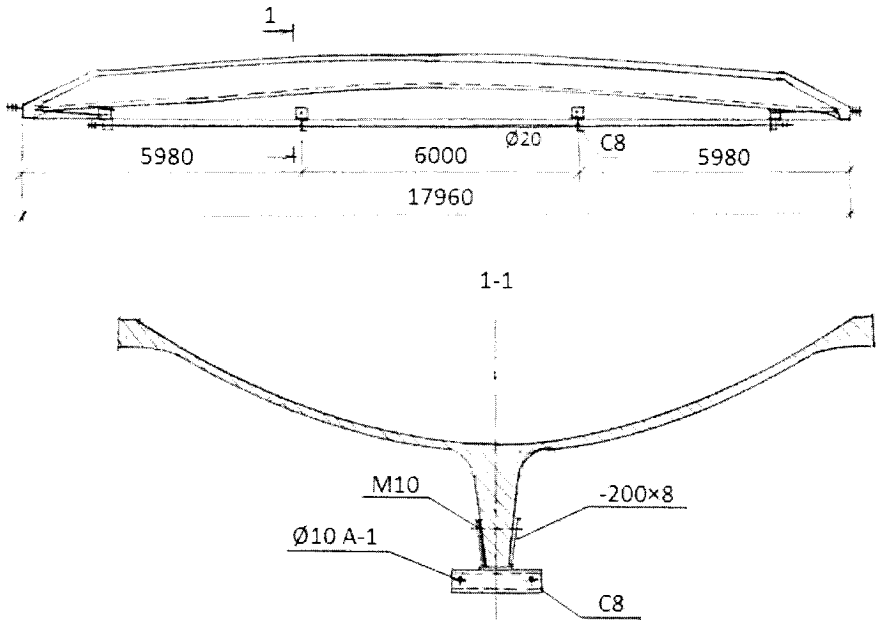


Рис. 3.40. Підсилення кіля панелі-оболонки

Підсилення забезпечує несучу здатність панелей-оболонок з виключенням із роботи арматури кіля.

Приклад 3.9. Обстеження технічного стану металевих конструкцій покриття

Конструкція покриття – план по верхніх поясах ферм і поперечний переріз показані на рис.3.41.

Промислова будівля прямокутна в плані. По осі Б на колони з кроком 15 м спираються підкрюквяні ферми. На них і на стіни по осях А і В спираються з кроком 5 м кроквяні ферми. Дах виконано з дрібнорозмірних залізобетонних плит, укладених уздовж схилу на прогони П1. Для зменшення вільної довжини прогонів у площині схилу передбачені тяжі Т. Покрівля з руберойду.

Об'єкт експлуатується з 1970 р. Приводом для проведення обстеження стало деформування розкосів ліхтаря, по осях 12...19 (рис.3.42). В результаті обстеження встановлено таке:

- 1) відсутність болтів, які приєднують верхній пояс кроквяних ферм у місцях спирання останніх на підкрювяну ферму;
- 2) корозійне пошкодження металевих елементів в окремих місцях до 10...15%;
- 3) відсутність окремих елементів просторової жорсткості;
- 4) значні руйнування покрівлі.

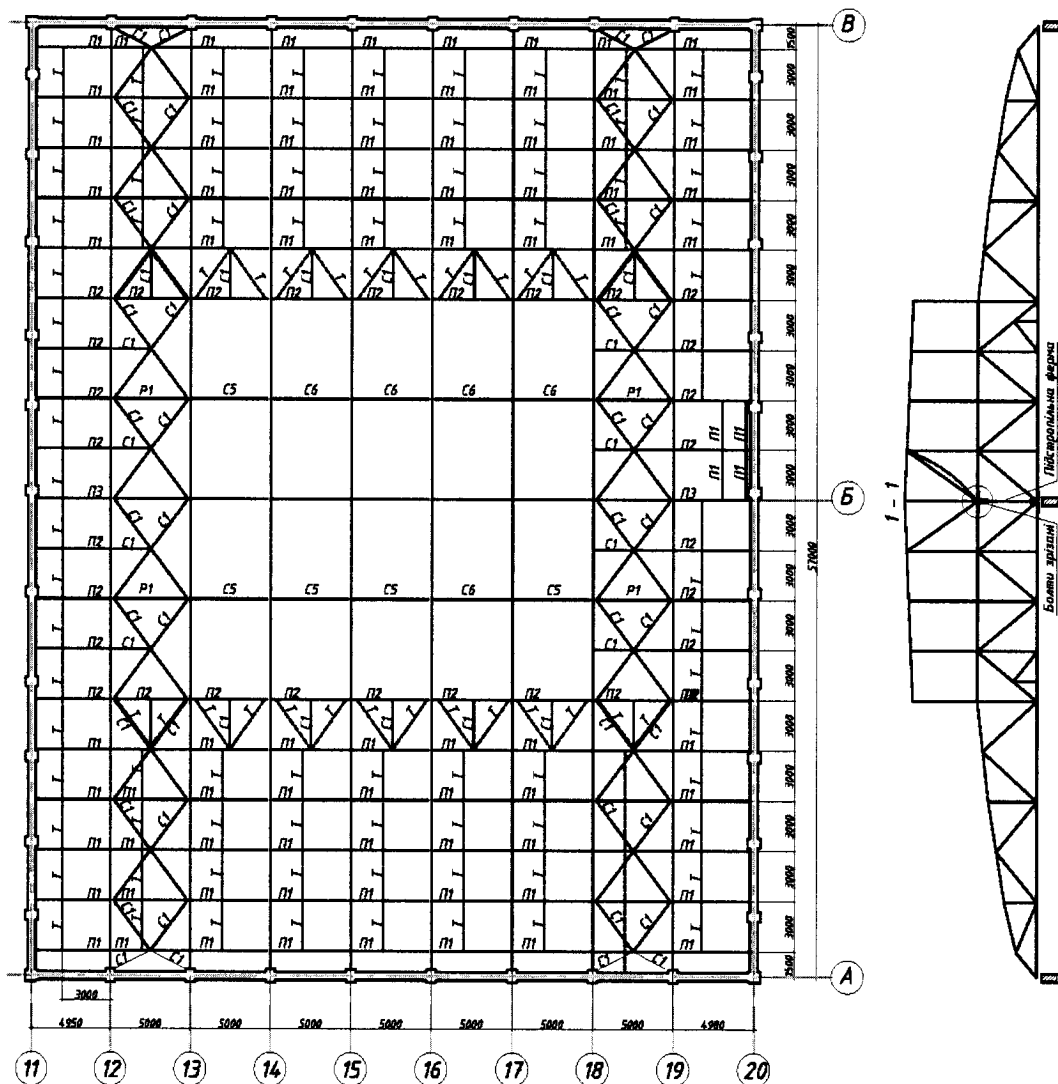


Рис.3.41. Конструкція покриття

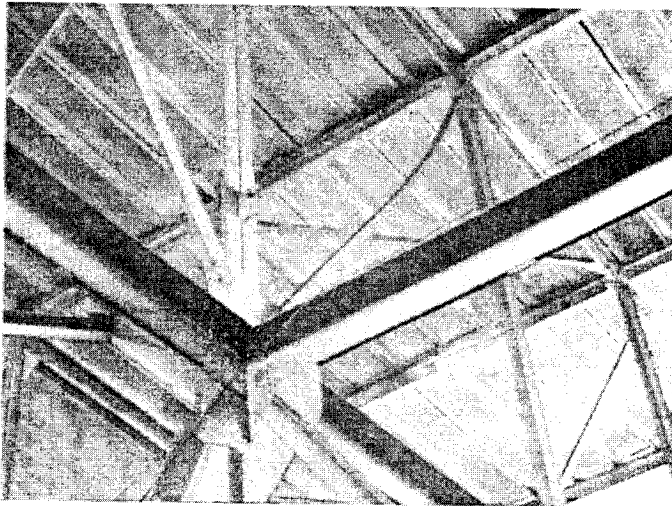


Рис.3.42. Характер деформування підкосу ліхтаря

Відповідно до ДБН 362-92 дефекти в пунктах 1, 3 і відмічене вище деформування розкосів ліхтаря не припускаються. У звіті по обстеженню з приводу останнього говориться таке: „Виявлені погнутості розтяжок по ліхтарю не призводять до погіршення роботи конструкції”. Констатація факту деформування цих елементів очевидно недостатня. Це сталося одночасно зі зрізуванням болтів, яке трапилось у половині вузлів з одного боку і в іншій половині – з обох боків підкроквяної ферми. При обстеженні не цікавилися з’ясуванням причин появи горизонтального зусилля, що зрізало болти в усіх фермах, на які спираються ліхтарі. Можна зі значною часткою вірогідності припустити, що від такого зусилля відбулися небажані перекоси підкроквяних ферм (на які не звернули уваги при обстеженні), і це може негативно відобразитися на роботі покриття в майбутньому.

*Приклад 3.10 Обстеження технічного стану будівлі після пожежі**

Об’єкт обстеження: триповерхова будівля каркасного типу із збірних залізобетонних конструкцій з розмірами в плані 36×60,24 м. Термін експлуатації будівлі 20 років. Відповідно до серії ИИ 20/70, для будівель із сіткою колон 9 × 6 м колони виготовлені із застосуванням бетону марок М200 – М500, плити – М200 – М300, ригелі – М200 – М400. Несучі конструкції каркаса розраховані на корисне навантаження 15 кН/м². Колони третього поверху мають переріз 40 × 40 см. Ригелі таврового перерізу з полицею внизу мають висоту 80 см. Ригелі прольотом 9 м мають попередньо напружену арматуру. Плити покриття довжиною 5,55 м і завширшки 1,5 м ребристі.

* Обстеження виконано ДП «ВЦБК».

Від пожежі найбільше пошкоджень зазнали конструкції третього поверху. Обстеження проводилось відповідно до вказівок діючих на той час нормативних документів: 1) Рекомендации по обследованию зданий и сооружений, поврежденных пожаром. НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1987; 2) Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1989; 3) Правила оцінки фізичного зносу жилих будинків. КДП-204/12. Україна, 226-93; 4) Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд. – К. 1999.

Результати обстеження будівлі

Завдяки наявності на перекритті між другим і третім поверхами підлоги завтовшки 10 см конструктивні елементи перекриття не зазнали суттєвих пошкоджень, пов'язаних з пожежею. Зазнали значного пошкодження від пожежі колони, ригелі, плити покриття третього поверху та окремі захисні конструкції. Найбільш характерними пошкодженнями виявилися такі: відколи бетону; оголення робочої арматури, в тому числі з ознаками втрати стійкості; тріщини в бетоні; відставання шарів бетону від масиву конструкції; порушення зчеплення арматури з бетоном; зміщення конструкцій та їхні прогини. На рис.3.43 позначено місця значних пошкоджень колон і ригелів, площа пошкоджень плит покриття становить близько 70% площі покриття. Характерний вигляд колон після пожежі показано на рис.3.44, руйнування колон і консолей – на рис.3.44. В ригелях покриття також відбулося відшарування захисного шару бетону з оголенням арматури (рис.3.45). Характерні пошкодження плит перекриття показано на рис.3.46.

Фізичний знос конструкцій третього поверху оцінено:

- плити покриття – 55%;
- ригелі покриття – 40%;
- колони каркасу – 45%;
- стінові панелі – 50%.

Ці конструкції належать частково до стану II, який вважається задовільним, а частково – до стану III, що потребує проведення підсилення для відновлення їхньої експлуатаційної надійності.

Рекомендації по підсиленню конструкцій передбачають виконання таких робіт:

- 1) колони підлягають підсиленню сталевими обоймами;
- 2) в ригелях відокремити пошкоджений бетон, пристріляти сітку і оштукатурити цементним розчином М150;
- 3) поздовжні ребра плит покриття підсилити знизу арматурою з приварюванням її до листових хомутів, установлених поблизу опор, з подальшим штукатуренням;

4) в полицях плит установити додаткову дрютяну арматуру і виконати бетонування бетоном класу В20.

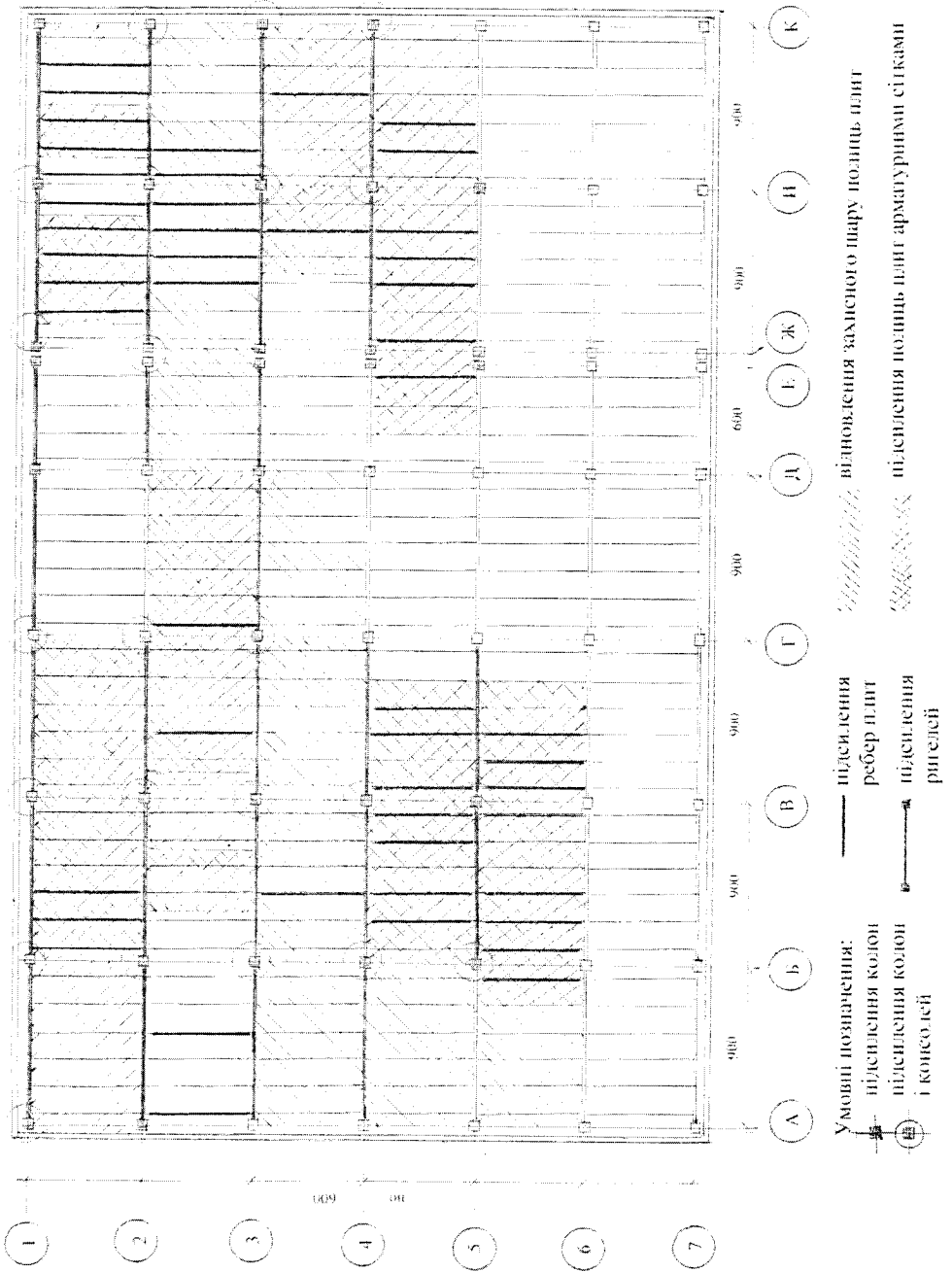
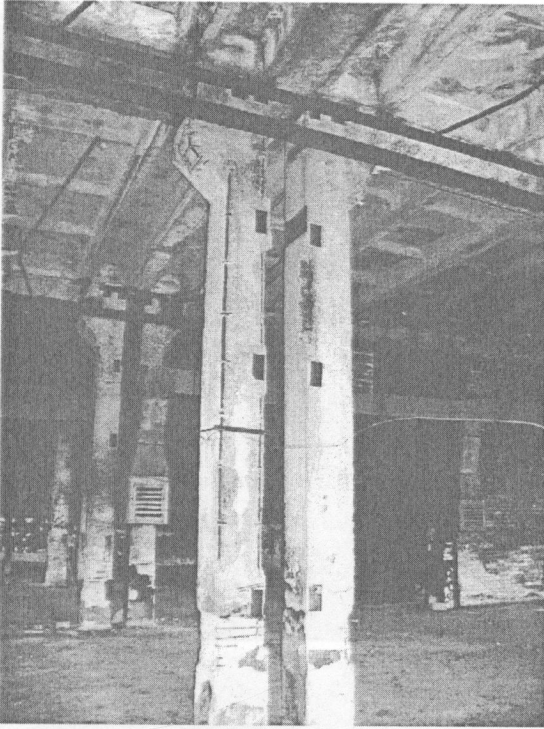


Рис. 3.43. Місця значних пошкоджень плит, ригелів і колон

a



б

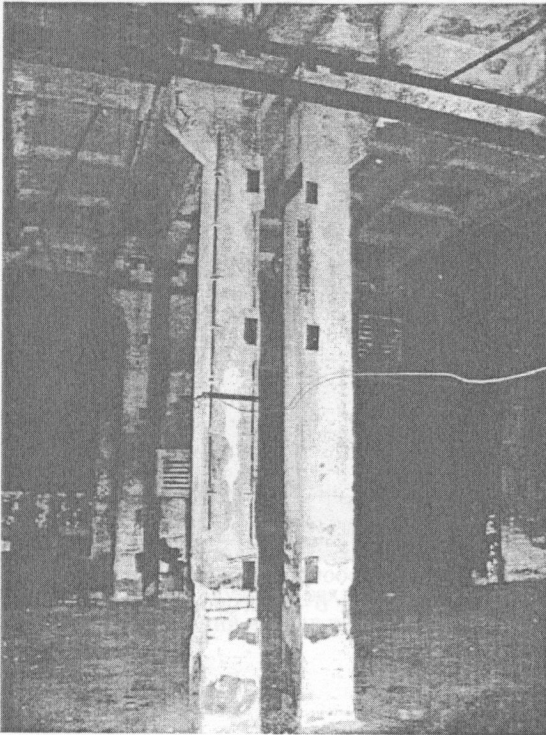
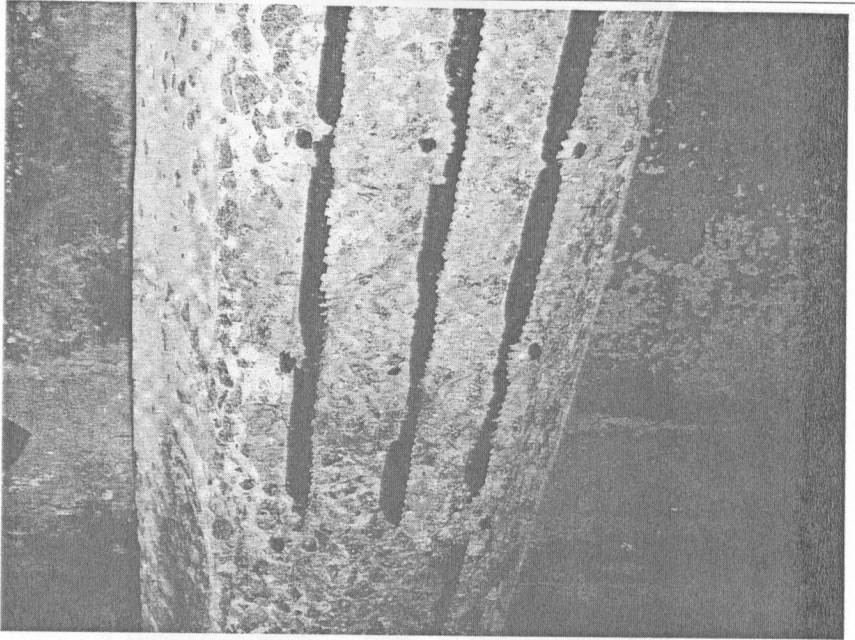


Рис.3.44. Пошкодження колон і конструкцій третього поверху (*a*); колон і консолей (*б*)

а



б

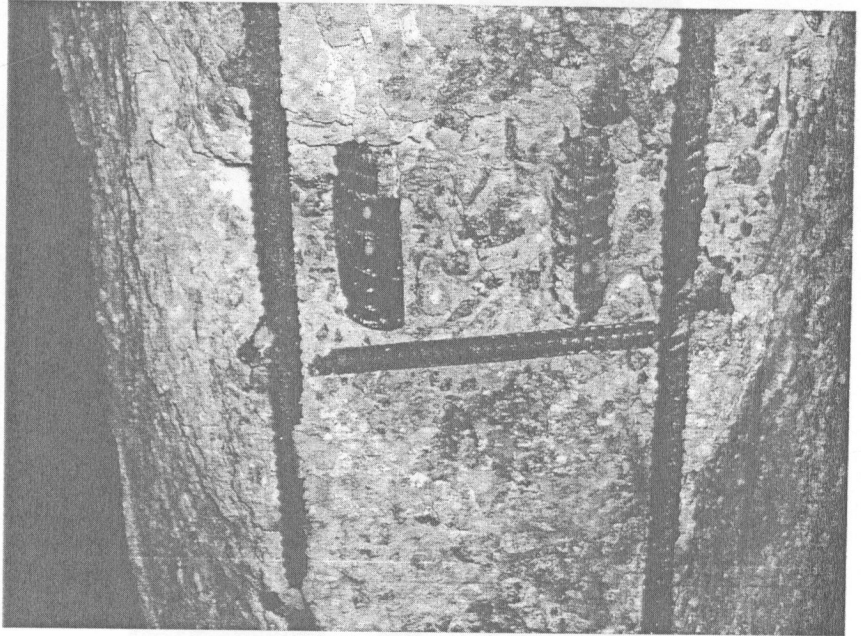
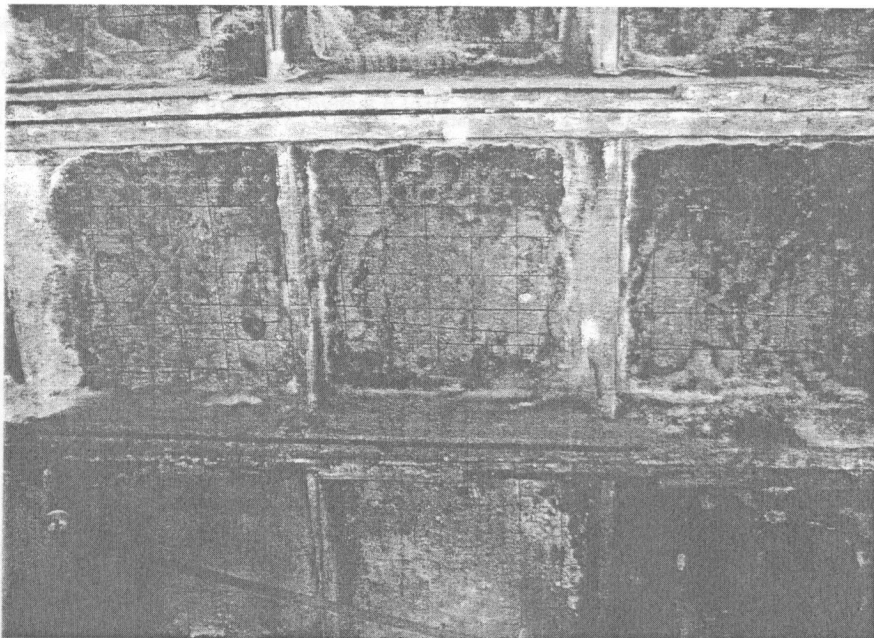


Рис.3.45. Оголення робочої арматури ригелів:
а – прогоном 6 м; *б* – прогоном 9 м

а



б

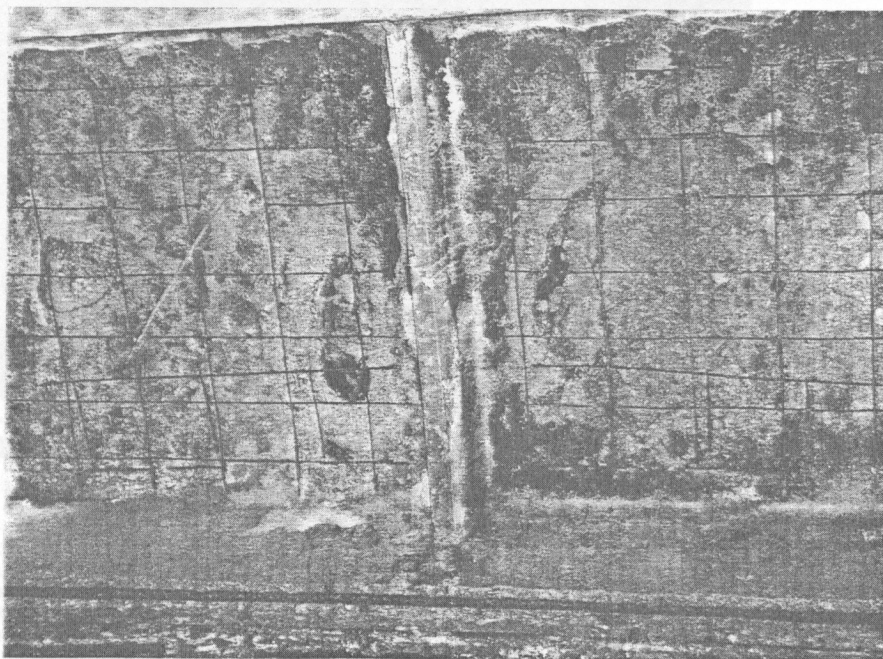


Рис.3.46. Руйнування захисного шару в плитах перекриття:
а – загальний вигляд після пожежі; *б* – фрагмент стелі

Приклад 3.11. Обстеження покриття по прогонах Z – подібного профілю*

Об'єктом обстеження є блок В, відокремлений від інших блоків будівлі деформаційними швами, з розмірами в плані 72×108 м (див. рис.3.10 з прикладу 3.2). Несучими конструкціями блока В є трипрольотні поперечні рами (3×24 м) з ухилом двосхилих ригелів 6%. Крок поперечних рам 12 м. По верхніх поясах рам з кроком 1,5 м укладено прогони покрівлі із Z-подібних холодногнутих оцинкованих профілів (рис.3.47). Крайні прогони, поруч з поздовжніми стінами будівлі, які зверху закінчуються парапетом, розміщені на проміжку 1,5 м на відстанях 0,4 м, 0,5 м, 0,6 м один від одного. При проектуванні передбачили можливість утворення в цих місцях даху снігових мішків. В одну з багатосніжних зим снігонакопичення на даху виявилось несподіваним і це стало причиною руйнування прогонів на деяких ділянках покриття. Докладніше про навантаження від снігу – в прикладі 3.2.



Рис. 3.47. Конструкція покриття

За довжиною прогони з'єднані внапусток: на першій проміжній опорі довжиною 76,2 см, на інших опорах – 38,1 см. Горизонтальні переміщення прогонів на опорах (ригелях) обмежуються елементами CL 00141, що прикріплені до верхніх полиць ригелів болтами класу міцності 4.6.

Згідно з проектним рішенням покриття, розрахункова схема прогонів приймалася як для багатопрольотної балки довжиною 72 м з прольотами по 12 м. Висота прогонів однокова – 25,4 см.

* Обстеження виконано ДП ВЦБК, керівник – доц.. І.Д. Белов.

Відповідно до розрахункової схеми максимальні згинальні моменти в прогоні виникатимуть у крайніх прольотах і на перших проміжних опорах. Згідно з цим для крайніх прольотів товщина Z-подібного профілю була 2,67 мм, а для решти прольотів – 2,3 мм.

Конструктивне рішення покриття типу PR – roofing system розглядається у якості жорсткого диска на пружних в'язях зсуву із залученням профільованого настилу до сумісної роботи з прогонами.

Внаслідок значного збільшення навантаження від снігу, особливо на двох ділянках даху (див. приклад 3.2), відбулося помітне деформування покриття (рис.3.48).



Рис.3.48. Деформування покриття в місці потужного снігового намету

Результати обстеження. Актом обстеження покриття були зафіксовані пошкодження несучих конструкцій покриття, одні з яких належать до категорії А, а інші – до категорії Б згідно з ДБН 362-92. Пошкодженнями категорії А, що становлять безпосередню небезпеку для руйнування даху будівлі, були такі:

- розлад з'єднань на самонарізних болтах кріплення профільованого настилу до верхніх полицок прогонів;
- розлад болтових з'єднань прогонів внапуск над ригелями рам;
- локальні пластичні деформації металу в розрахункових перерізах;
- значні прогини прогонів; у крайньому прольоті вони досягали величини 9,2 см, що перевищує нормативне обмеження рівня $1200 / 250 = 48$ мм, відповідно до табл. 5.1, п.2, а ДСТУ Б В.1.2-3:2006;
- втрата прогонами плоскої форми згину і як наслідок – робота прогонів за згинально-крутильною формою (схеми 3.8 і 3.9);
- втрата прогонами несучої здатності.

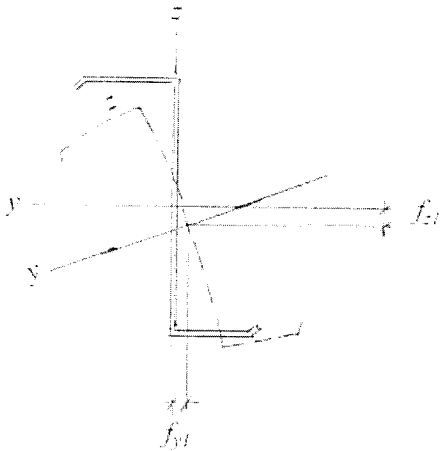


Схема 3.8.

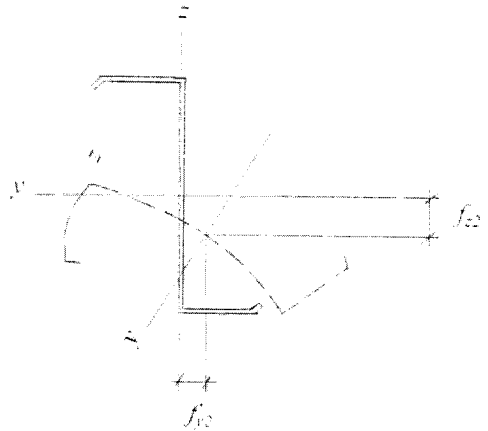


Схема 3.9.

Дефекти категорії Б, які не становили на момент обстеження небезпеки, але в подальшому можуть спричинити небажані пошкодження інших несучих конструкцій, були такі:

- пружні деформації скручування ригеля поперечної рами каркаса, близької до торця будинку;
- відхилення колон торцевого фахверка від проектного положення (вертикальної осі).

Після прибирання снігу на даху ригель рами і колони торцевого фахверка набули проектного положення.

Аналіз результатів дослідження. Кінетика процесу вичерпання прогонами їх несучої здатності уявляється такою. На кінцях напусків після втрати стінкою прогонів стійкості почали утворюватися в цих місцях пластичні шарніри. Це призвело до розподілу згинального моменту за довжиною прогонів, зумовивши його збільшення в прольоті. Врешті-решт це закінчилося втратою прогонами загальної стійкості і появою крутильного моменту, якому Z-подібний профіль опирається слабо. Прогони перетворилися на гнучку нитку. Навіть при дуже великому провисанні нитки прогони не зруйнувалися. Вони утримувалися на опорах завдяки болтовим з'єднанням. Цей результат обстеження має позитивну рису: він свідчить про «живучість» та безпеку конструкції покриття. Підтверджується це й тим, що після очищення даху від снігу значна кількість прогонів, які зазнали пружних деформацій, близьких до нормативної величини, повернулися у вихідне положення. Прогони, що залишилися деформованими (рис.3.49) були демонтовані.

Розглянуте в прикладі обстеження дало змогу сформулювати такий висновок. Щоб установити фактичну несучу здатність покриття типу PR – roofing system із Z-подібними

тонкостінними прогонами, необхідно виконати експериментальні дослідження натурального фрагменту покриття. Максимальне наближення методики випробування до умов роботи натурної конструкції дасть можливість одночасно з рішенням різних технічних питань з'ясувати вплив наявності пружних в'язей зсуву (таку роль виконує профнастил) на несучу здатність покриття, кількісно оцінити цей вплив та визначити реальну несучу спроможність даної конструктивної системи.

Експеримент проведений у випробувальному центрі Київського національного університету будівництва і архітектури. Випробуванню підлягав фрагмент покриття з розмірами в плані 3х15 м.

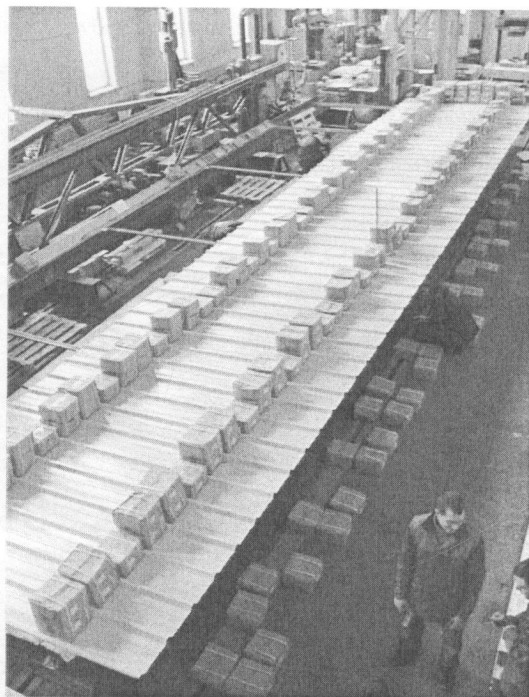


Фото. Навантаження натурального зразка фрагменту покрівлі

Всі елементи дослідного зразка повністю відповідали натурній ситуації. Випробування проводилися по узгодженій програмі для отримання фактичної несучої здатності прогонів в складі покриття і визначення рівня максимального навантаження на конструкцію, в зв'язку зі зміною нормативного документу «Навантаження і впливи» СНиП 2.01.07-85 на ДБН В.1.2-2:2006 та зміною нормативних снігових навантажень для України в бік підвищення. Запроектвані конструкції покриття розраховувались на снігові навантаження за СНиП 2.01.07-85, яке для місця розташування об'єкту складало 500 Па. За актуальним діючим нормативним документом ДБН В.1.2-2:2006 рівень снігового

навантаження складає 1000 Па. Після проведення експерименту з моделюванням снігового навантаження максимальне навантаження складо 1028 Па після чого максимальна здатність випробувального зразка була вичерпана. На підставі випробування зроблені такі висновки:

1. Покриття було запроєктовано без відхилень від норм діючих під час проектування із достатнім запасом по несучій здатності.
2. Аварійна ситуація виникла в наслідок непроєктного створення снігових мішків які з'явились в наслідок парпетів та рекламних конструкцій, що виникли на стадії будівництва і неврахованих при проектуванні. Снігове навантаження в даних місцях складало до 350 кг/м^2 покриття, що і призвело до аварії.

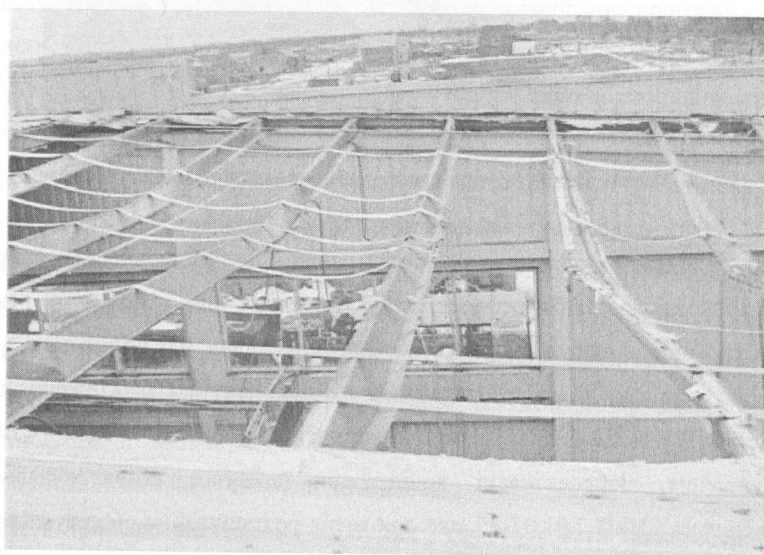


Рис.3.49. Втрата прогонами загальної стійкості

Приклад 3.12 Обстеження даху житлового будинку*

Об'єкт обстеження. Будинок знаходився в стадії будівництва, відбувались внутрішні опоряджувальні роботи. Будівництво даху було розпочато в жовтні і виконувалось в осінньо-зимовий період. На цю обставину експерт звертає увагу у зв'язку з тим, що, імовірно, не було винятком виконання робіт при несприятливих погодних умовах, коли могло відбуватися зволоження дерев'яних елементів. Ця обставина дуже важлива, оскільки від неї залежить довговічність дерев'яних конструкцій.

З конструктивного погляду на виконання даху немає претензій і суттєвих зауважень. Кроквяна система даху виконана відповідно до проекту, показаного на рис.3.50. Теслярські роботи: підрізки, врубки, стикування і обпирання елементів виконані технічно грамотно. Закріплення кроквяних ніг у місцях обпирання на мауерлат зроблено надійно.

Об'ємне рішення даху нескладне, головним чином це двоскатна покрівля. На одному скаті влаштовані два, а на іншому – чотири менших розмірів ортогональні скати, які мають тільки «декоративне» призначення. Завдяки ним у вітальних кімнатах і кухнях квартир утворюється ламаного обрису стеля.

Наявність ендов часто є місцями можливого протікання покрівлі. Не став винятком і цей дах. Із шістьох оглянутих ендов даху в трьох виявлено протікання покрівлі. На плані крокв даху місця протікання покрівлі показані штриховкою.

Суттєвим недоліком проекту даху є відсутність слухових вікон, які обов'язкові в дерев'яних конструкціях дахів, оскільки вони забезпечують необхідну вентиляцію внутрішнього об'єму горища. Останнє є конструктивним заходом забезпечення довговічності дерев'яних елементів даху. Відсутність слухових вікон стала однією з причин надто швидкого та інтенсивного ураження деревини гниттям.

Результати обстеження. Результати обстеження представлені у вигляді фотодокументів (рис. 3.51, 3.52) з коментарями до них, які наочно показують характер і міру ураження гнилизною деревини елементів даху. Зміна природного кольору деревини сталася в усіх елементах даху, що свідчить про несприятливі умови експлуатації протягом декількох місяців (обстеження здійснювалося в квітні).

* Обстеження виконав проф. В.З. Кліменко.

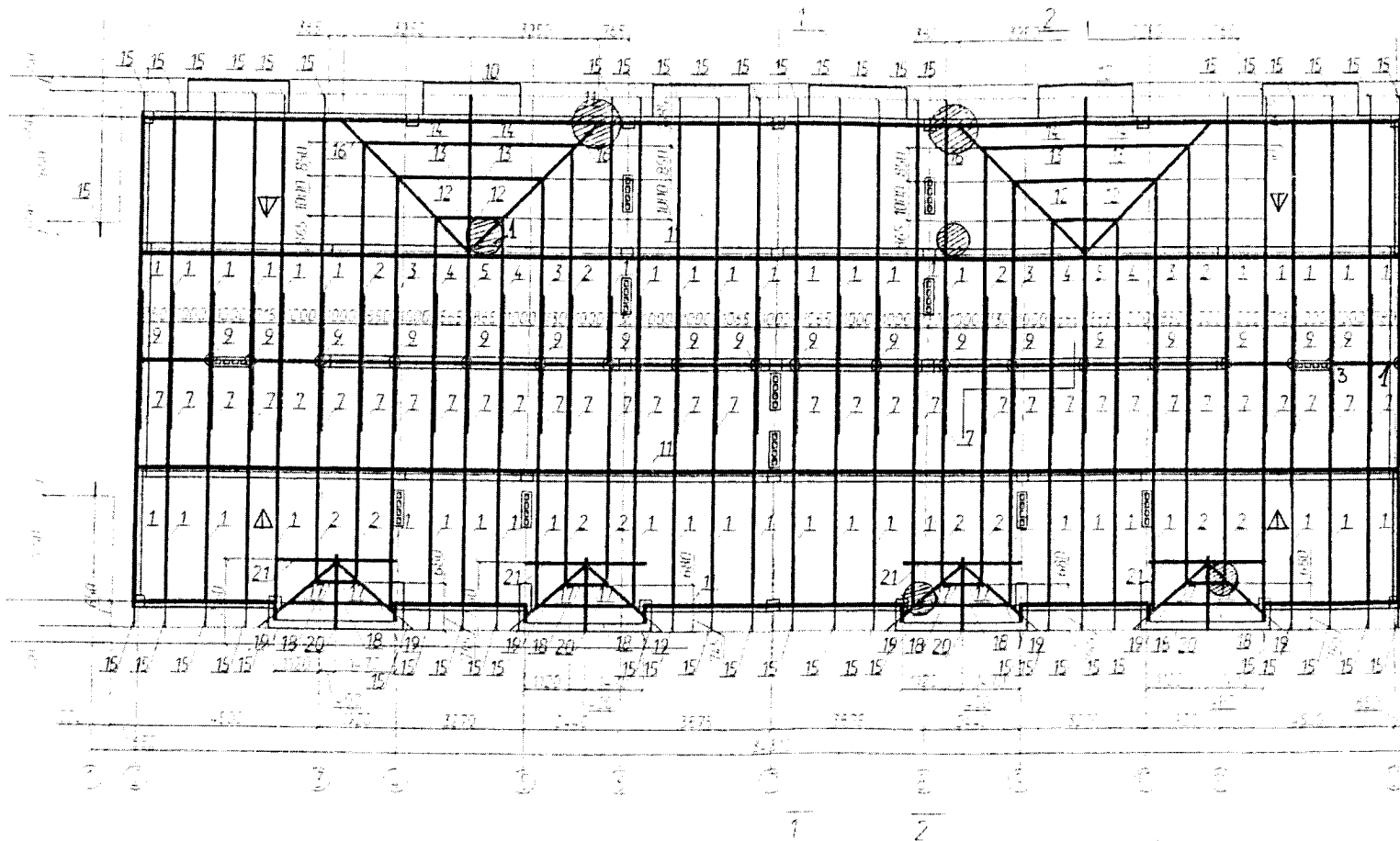


Рис.3.50. План крокв даху

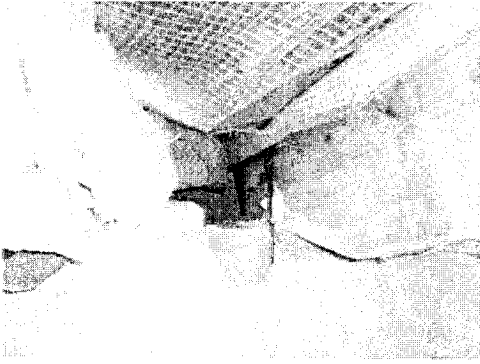


Фото 1

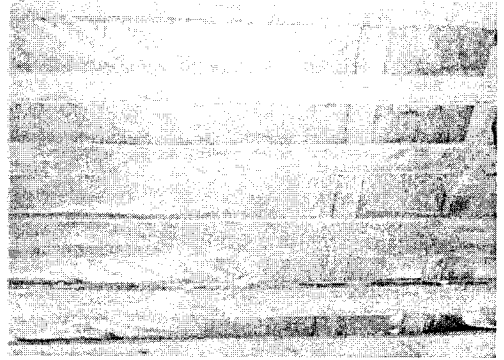


Фото 2



Фото 3

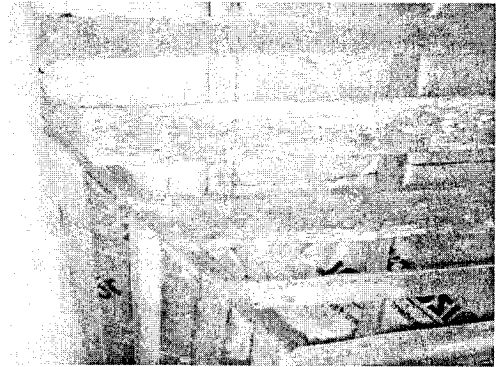


Фото 4

Рис. 3.51 Ураження деревини гниттям у місцях єндів (фото 3), у місцях обпирання крокв (фото 1), підшивки (фото 2, 4)



Фото 1



Фото 2

Рис. 3.52 Ураження гниттям деревини стояків (Фото 1) і балок даху (Фото 2)

За зовнішніми ознаками ураження деревини сталося пліснявим грибом *Penicilium*. Це початкова стадія гнилизни заболонної деревини. Згідно зі держстандартом, вона визначається як вада, наявність якої неприпустима. Міра ураження підшивки, кроквяних ніг, балок ендів і стояків різна: від окремих за розмірами плям бічної синьови до суцільного покриття поверхні елементів з характерними для пліснявого гриба білими ватоподібними грибокковими тілами. Спостерігається проникнення синьови вглиб елементів. Зовнішнє забарвлення замаскувало в стояках даху розвиток кавової темнини заболоні (це видно на поперечних зрізах стояків), що є наступною стадією гниття деревини. Кавово-брунате забарвлення брусів відбувається за короткий термін у вологій деревині за умови її непросихання. Таке сталося на горищі даху через неможливість висихання деревини, яка мала вологість, імовірно, не тільки гігроскопічну, а й вільну воду всередині клітин. Використання такої деревини в конструкціях будівель є грубим порушенням будівельних норм і правил.

При невиконанні умов експлуатації дерев'яних конструкцій щодо забезпечення температурно-вологісного режиму всередині приміщення (горища) за короткий термін кавова темнина переходить у заболонну краснину, яка є серйозною вагою, оскільки починається деструкція деревини.

Додатковий коментар до фото 2 (рис. 3.51). В опорній зоні крокви розташований лапчастий сучок, що не дозволяється нормами проектування дерев'яних конструкцій.

Початкова стадія гнилизни деревини дала змогу дати *рекомендації* для збереження покриття і надійної його експлуатації: 1) влаштувати слухові вікна на горищі; 2) ретельно очистити поверхні усіх дерев'яних елементів до набуття деревиною природного кольору; 3) довести відносну вологість деревини в елементах до $W = 18\%$; 4) після цього виконати захисне оброблення елементів покриття поверхневим способом згідно з інструкцією до захисної речовини.

РОЗДІЛ ДРУГИЙ

**ДЕФЕКТОСКОПІЯ І ВСТАНОВЛЕННЯ ЯКОСТІ
МАТЕРІАЛІВ**

ФІЗИЧНА ОСНОВА ДЕФЕКТОСКОПІЇ

Дефектоскопія матеріалів ґрунтується на застосуванні фізичних методів, з яких найбільше поширені акустичні, радіаційні, електромагнітні.

14.1. Акустичні методи

В матеріалі збуджуються ультразвукові коливання в діапазоні частот від 20 до 25 МГц. При досягненні ультразвуковою хвилею межі поділу двох середовищ матеріал – дефект (порожнина, тріщина, сторонній предмет і т. п.) частина хвилі переходить в інше середовище, а частина відбивається. Та частина хвилі, що проходить в інше середовище, втрачає свою енергію (рис.3.53).

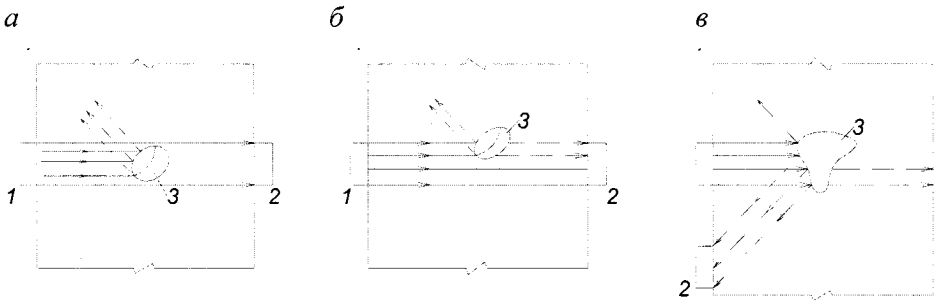


Рис.3.53. Поширення ультразвукових коливань:
а – збудник коливань; б – приймач коливань; в – інше середовище

Приймач фіксує змінену хвилю і передає на дефектоскоп.

У збуднику і приймачі поздовжніх хвиль використовують пластини з матеріалів, що володіють п'єзоелектричним ефектом (кристали кварцу, титану, барію та ін.), який полягає в тому, що під впливом електричного поля в матеріалі виникають механічні напруження (деформації), і навпаки, під впливом механічних напружень виникають електричні заряди. За допомогою високочастотного генератора в пластинці збудника збуджуються ультразвукові

коливання, які передаються на об'єкт дослідження. В приймачі вони трансформуються знову в електричні сигнали, які подаються на акустичну апаратуру.

У дефектоскопії використовують два акустичні методи: тіньовий, заснований на наскрізному прозвучуванні (рис.3.53, а, б) і луна-метод, заснований на відбитті ультразвукових хвиль (рис.3.53, в).

Ультразвукову дефектоскопію застосовують для визначення наявності дефектів в металах, однорідності бетону і його щільності, для контролю процесу тріщиноутворення в бетоні під дією навантаження, для встановлення якості зчеплення арматури з бетоном, товщини захисного шару тощо.

Акустичні методи застосовуються також для дослідження механічних властивостей бетону, міцності й динамічного модуля пружності.

Ультразвукове вимірювальне устаткування. Структурні схеми устаткувань для дефектоскопії бетонних конструкцій показані на рис.3.54.

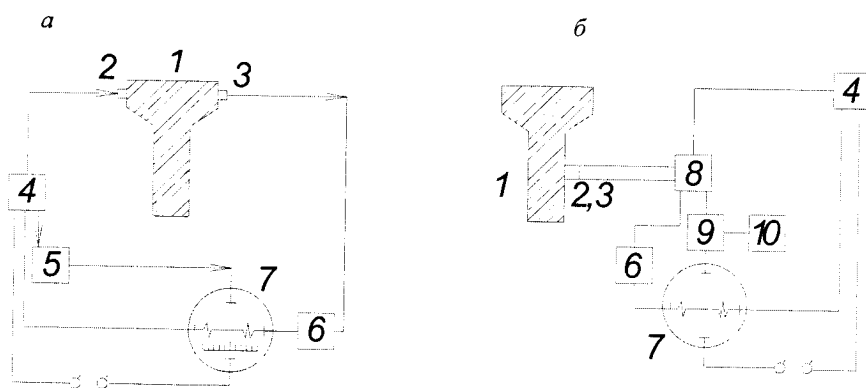


Рис.3.54. Структурні схеми устаткувань для дефектоскопії:

а – тіньовим методом; б – луна- методом;

1 – об'єкт; 2 – щуп-збудник коливань; 3 – щуп-приймач коливань; 4 – генератор імпульсів; 5 – генератор міток; 6 – підсилювач; 7 – екран;

8 – комутаційний пристрій; 9 – лічильник часу; 10 – цифровий індикатор часу

Наявність комутатора (рис. 3.54, б) дає змогу використовувати один електроакустичний перетворювач для збудження і приймання ультразвукових коливань. Крім цього комутатор підключає ланцюг управління роботою годинникового пристрою. За допомогою цифрового індикатора можна з

більшою точністю вимірювати різницю між часом посилання сигналу і часом появи луна-сигналу.

За такими схемами розроблено різноманітну електронно-акустичну апаратуру, за якою визначають кількісні та якісні параметри поширення хвиль ультразвукової частоти в бетоні. Зв'язок між акустичними параметрами (швидкістю імпульсів, мірою зниження їх інтенсивності, відбиттям) і фізико-механічними характеристиками бетону дає можливість установити останні в бетонних і залізобетонних конструкціях.

Включення в структурні схеми устаткування комп'ютера з відповідним програмним забезпеченням дає змогу автоматизувати весь процес дефектоскопії і мати точніші результати завдяки отриманню значно більшої кількості вхідної інформації.

14.2. Радіаційні методи

У засобах дефектоскопії будівельних конструкцій використовують три радіаційні методи: рентгенодефектоскопію; γ -дефектоскопію та нейтронну дефектоскопію. Ці методи (їх ще називають радіометричними) ґрунтуються на взаємодії ядерних випромінювань з матеріалами середовищ, які просвічуються (опромінюються).

Рентгенівські промені – це електромагнітні випромінювання, які володіють високою енергією квантів (у сотні тисяч разів більше, ніж енергія квантів світла). Вони поширюються по прямій лінії зі швидкістю $3 \cdot 10^{10}$ см/сек, володіють високою проникаючою властивістю і впливають на фоточутливі матеріали.

Джерелом рентгенівських променів є рентгенівська трубка, що складається зі скляного балона, з якого викачено повітря, у вакуумі якого знаходяться два електроди – катод і анод. Спираль катода підключається до джерела живлення і після розігрівання починає випускати вільні електрони. Під дією високої напруги між електродами електрони з величезною швидкістю ударяються в анод і деяка їх частина перетворюється на енергію рентгенівського випромінювання.

Джерела γ -випромінювання: кобальт-60 – для отримання жорсткого випромінювання з енергією 1 Мев; цезій-137 – для отримання випромінювання середньої жорсткості з 0,3...0,7 Мев; тулій-170 і європій-155 – для отримання м'якого випромінювання з енергією менше ніж 0,3 Мев.

При проходженні рентгенівських і γ -променів крізь яке-небудь середовище їхні кванти взаємодіють з його речовиною, внаслідок чого змінюється енергія і напрямок їхнього руху – вони або поглинаються, або розсіюються (інших процесів не торкаємось). Для реєстрації променів, що пройшли через об'єкт дослідження, застосовуються різні технічні способи.

У рентгенодефектоскопії результат просвічування об'єкта фіксується у вигляді рентгенограми. Повітря в кавернах не ослаблює рентгенівського випромінювання, а різноманітні тверді включення по-різному впливають на інтенсивність поглинання випромінювання (рис.3.55). На рентгенограмі це чітко фіксується у вигляді ділянок, смуг, плям різної контрастності.

В γ -дефектоскопії один зі способів фіксування результатів просвічування об'єкта ґрунтується на реєстрації іонів, що пройшли через об'єкт у спеціальних пристроях (рис.3.56), які називаються детектори випромінювання; це радіометричний спосіб.

Розроблені різні детектори випромінювання, які відрізняються принципом дії і потужністю вихідного з них сигналу на реєструючу апаратуру.

Розсіювання γ -випромінювання n_p , (рис.3.52), по-перше, шкідливе внаслідок свого опромінювального ефекту; по-друге, ускладнює реєстрацію вузького пучка n , який потрапляє на детектор. Для виключення другого ефекту детектор поміщають у свинцевий контейнер. Результати досліджень впливу розсіювання залежно від товщини шару матеріалу, що просвічується, товщини захисного контейнера і площі коліміруючого отвору в ньому дають змогу встановити їх оптимальні розміри. В стаціонарних установках вага захисного контейнера не має значення. Для переносних установок розміри коліматорів слід підбирати відповідно об'єкта дослідження та енергії γ -випромінювання. Існує спосіб γ -графії, аналогічний розглянутому способу рентгенографії, але він

має меншу чутливість, однак застосовується завдяки значно меншим габаритам установок там, де рентгенографія неможлива. Якщо цього зробити неможливо і використовується наявна установка, яка не відповідає вимогам, застосовуються свинцеві діафрагми товщиною 50 мм з коліміруючими* отворами \varnothing 10 мм (на рис.3.56 діафрагми показані штрихом).

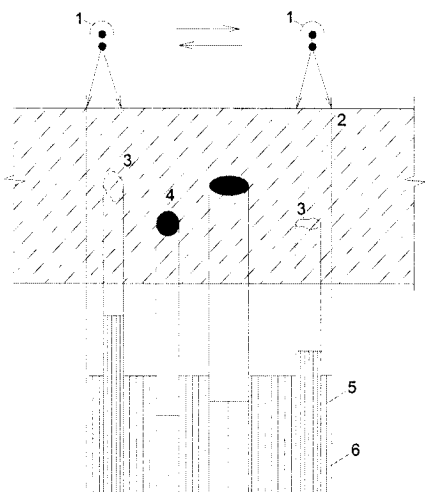


Рис.3.55. Схема рентгенографії бетону:
1 – джерело випромінювання; 2 – об'єкт дослідження; 3 – порожнини; 4 – тверді включення;
5 – інтенсивність випромінювання;
6 – рентгенограма

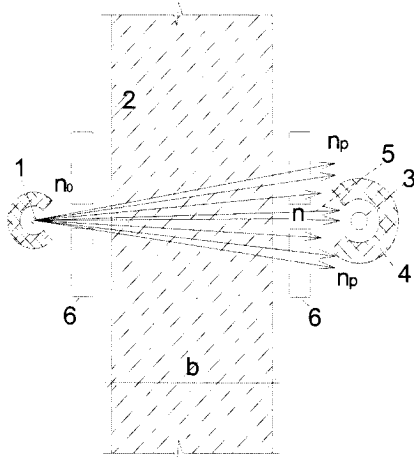


Рис.3.56. Схема просвічування γ -випромінюванням:
1 – джерело γ -променів; 2 – об'єкт дослідження; 3 – детектор випромінювання;
4 – свинцевий контейнер; 5 – коліміруючий отвір \varnothing 10мм; 6 – свинцеві діафрагми

Третій спосіб реєстрації γ -випромінювання ґрунтується на явищі люмінесценції, тобто на властивості деяких речовин перетворювати енергію іонізаційного випромінювання на видиме світло. В цьому способі детектором є кристал люмінофора, в якому енергія випромінювання перетворюється на світлові кванти, які, в свою чергу, за допомогою фотоелектронного помножувача перетворюються на електричні імпульси. Останні після підсилення передаються на флуороскопічний екран, на якому проектується зображення об'єкта, що досліджується. Зображення можна фотографувати, знімати на плівку, за допомогою телевізійної установки передавати в необхідне місце.

*Коліматор – пристрій для створення пучка паралельних променів

Це значні переваги флуороскопічного способу порівняно з двома першими, тому його широко застосовують, хоча чутливість його дещо нижча.

У нейтронній дефектоскопії використовується нейтронне випромінювання. Радіоактивними джерелами є радій, полоній, плутоній. Нейтрони отримують бомбардуванням берилія λ -частинками від радіоактивних джерел у прискорювачах заряджених частинок (у циклотронах). Формування пучків нейтронів із заданими параметрами здійснюється за допомогою уповільнювачів (вода, парафін) і спеціальних технічних пристроїв.

У нейтронній дефектоскопії можливі два вже відомі нам способи реєстрації результатів просвічування – радіометричний і радіографічний. Однак у зв'язку з тим, що нейтронне випромінювання погано реєструється на рентгенівській плівці, застосовується його підсилення за допомогою люмінесцентного екрана, який перетворює нейтронне випромінювання на інші види випромінювань (наприклад, електромагнітне), до яких чутливість плівки більша.

Завдяки своїй великій проникненості нейтронна дефектоскопія застосовується для просвічування об'єктів значної товщини, виробів з пластмас та з різнорідних матеріалів.

Заходи безпеки при проведенні дефектоскопії радіаційними методами. Обслуговуючий персонал повинен суворо дотримуватись правил індивідуального захисту від опромінювання, які містяться у відповідних нормативних документах. Вони передбачають заходи захисту, встановлені медичною практикою, гранично допустимою чи умовно нешкідливою дозою опромінювання.

Захист здійснюється такими засобами: екрануванням із застосуванням свинцевих листів; часом перебування в небезпечній зоні; відстанню робочого місця. На робочому місці необхідно систематично виконувати дозиметричний контроль радіаційного фону, а також сумарної дози опромінювання кожного працівника.

14.3. Магнітні методи

Магнітні методи дефектоскопії засновані на взаємодії електромагнітного поля з металом. Їх застосовують переважно для дефектоскопії зварних швів металоконструкцій і визначення зусиль у стрижнях. В дефектоскопії

залізобетонних конструкцій вони дають змогу дослідити їх армування. Розглянемо фізичну суть дефектоскопії металевих і залізобетонних конструкцій.

Суть дефектоскопії металевих конструкцій. Спрощено стан утворення магнітного поля на поверхні феромагнетика* з дефектом показано на рис.3.57. На ділянці без дефекту поле має вигляд рівномірно намагніченого середовища (рис.3.57, а), а на ділянці з дефектом поле набуває вигляду відповідно до геометрії дефекту (наприклад, рис.3.57, б). Накладання одного поля на інше створює викривлене і розсіяне магнітне поле (рис.3.57, в).

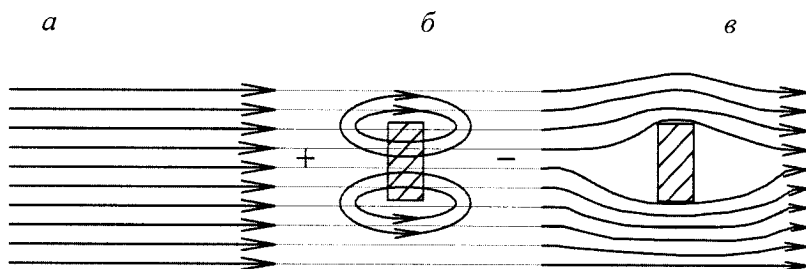


Рис. 3.57. Утворення магнітного поля в місці дефекту

Ефект розсіяння залежить від інтенсивності намагнічування на одиницю об'єму феромагнетика, від розмірів дефекту і його розміщення (поверхневе і на різній глибині). Магнітні методи застосовують переважно для виявлення і кількісного оцінювання поверхневих дефектів. Ідентифікація полів розсіяння внутрішніх дефектів практично дуже утруднена: на рис.3.57, в видно, що в нижній зоні феромагнетика ефект розсіяння магнітного поля ледве помітний, що ускладнює його реєстрацію.

Як джерело електромагнітного поля, що наводиться в металі, використовується котушка з феромагнітним осердям, приєднана до генератора змінного струму (рис.3.58, а). Різні дефекти в намагніченому металі спричинюють викривлення і розсіяння магнітного потоку в наслідок володіння іншими магнітними властивостями (рис.3.58, б).

*Феромагнетики – сильно магнітні речовини (залізо, нікель, кобальт, деякі сплави), здатні намагнічуватися навіть у слабких магнітних полях. Вони відзначаються від інших речовин (парамагнетиків і діамагнетиків), насамперед, великою магнітною проникністю й залишковим магнетизмом.

Поля рееструються спеціальною апаратурою, в якій напруга магнітного поля перетворюється на електричний сигнал. Методів магнітної дефектоскопії і, відповідно, способів вимірювання багато, пропонуємо ознайомитися з двома: магнітометричним (метод ферозондів) і магнітографічним.

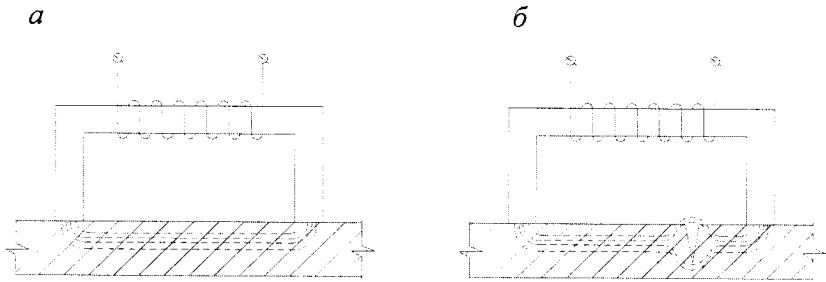


Рис.3.58. Схема збудження (а) і викривлення (б) магнітного поля

У магнітометричному методі як детектори магнітних полів використовуються ферозонди; це феромагнітні осердя з обмотками. Вимірювальний прилад складається з двох ферозондів (рис.3.59, а), обмотки яких підключені послідовно. Переміщуючи дефектоскоп уздовж елемента чи зварного шва періодично вимірювальним приладом, припустимо вольт-амперметром, заміряється різниця потенціалів, яка на бездефектних ділянках постійна $-V_0$. Як тільки прилад потрапить на дефект, вольт-амперметр зафіксує різку зміну різниці потенціалів $-V_g$. Різниця між V_g і V_0 є мірою розсіювання магнітного поля і характеристикою дефекту.

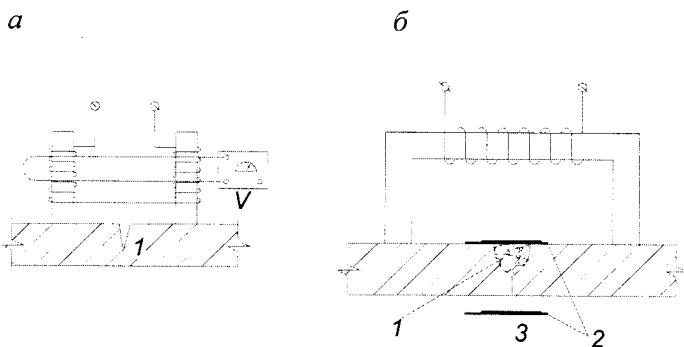


Рис.3.55. Схема електромагнітних методів дефектоскопії:
 а – магнітометричний; б – магнітографічний;
 1 – дефект зварного шва; 2 – феромагнітна стрічка; 3 – магнітограма

У **магнітографічному методі** (рис.3.59, б) на поверхню елемента чи зварного шва щільно накладається феромагнітна стрічка 2. Дефектоскоп складається з пристрою *a* для намагнічування ділянки елемента і пристрою для відтворення зображення, що записане на стрічці 3 від потоків розсіювання, що виникають у зоні дефекту.

Розглянуті два методи магнітної дефектоскопії належать до електричних, перевага яких полягає в можливості автоматизувати оброблення великого масиву результатів вимірювань. Оскільки однотипні дефекти різних розмірів і різного розташування виявляються з неоднаковою ймовірністю, на практиці дефектоскопія дублюється двома різними фізичними методами, наприклад, магнітним і ультразвуковим. Об'єм інформації значно зростає, тому комп'ютеризація статистичного її оброблення і представлення в зручному для дослідника вигляді конче необхідна.

Ознайомимося з методом дефектоскопії, в якому не виконується кількісне вимірювання дефекту, але який застосовується для його виявлення. Він набув поширення як самостійний метод, а з розвитком інших методів – як розвідувальний етап завдяки своїй простоті й наочності. Це **магнітопорошковий метод**, суть якого полягає в такому. Очищена ділянка намагнічується і на неї наноситься металевий порошок у сухому вигляді чи у вигляді пасти. Над дефектом утворюється його видиме зображення, яке чіткіше для поверхневих дефектів. Розшифрування зображення виконується з використанням оптичних пристроїв, порівнюючи його з еталонними зразками зображень, отриманих на штучних дефектах. Є спосіб розшифрування зображення за допомогою магнітних лінз, які являють собою плоску замкнену посудину, заповнену магнітною суспензією і мають прозору верхню площину.

Суть дефектоскопії залізобетонних конструкцій. Сталева арматура і закладні деталі феромагнітні, і магнітна проникність сталі і бетону відрізняється в тисячі разів. Це означає, що при впливі зовнішнього магнітного поля їхнє розсіювання буде концентруватися біля арматури і закладних деталей. Отож, вимірюючи характеристику полів розсіювання, можна встановити наявність металу в бетоні, його розміщення, конфігурацію і

розміри. Схему дефектоскопії залізобетонних конструкцій показано на рис.3.60. До вимірювальної апаратури входить реєструвальний прилад, що фіксує розсіяння магнітного поля. Робочі схеми дефектоскопів відрізняються від показаної найпростішої. Одна з найпоширеніших буде розглянута в главі, присвяченій практичним способам дефектоскопії залізобетонних конструкцій.

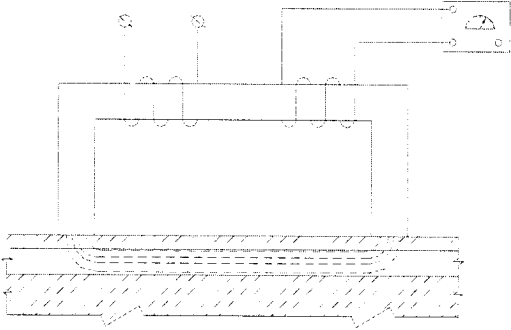


Рис.3.60. Схема дефектоскопії залізобетонного елемента

ДЕФЕКТОСКОПІЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

15.1. Дефектоскопія акустичними методами

Визначення щільності бетону. Щільність бетону в конструкціях – важлива якісна його характеристика. Від цього залежить наявність у ньому повітряних каверн, його міцність, зчеплення з арматурою, зволоження, ураженням морозом та ін. Щільність бетону встановлюється залежно від швидкості проходження крізь його товщу ультразвукових хвиль. Тарувальна залежність „швидкість V – щільність γ ” отримується на бетонних зразках, які мають різну щільність (рис.3.61, б).

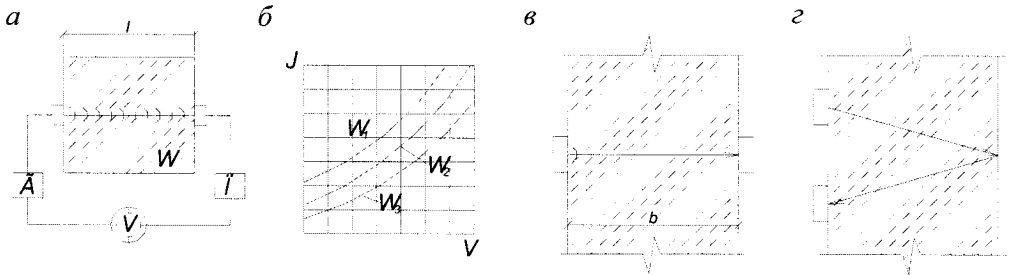


Рис.3.61. Визначення щільності бетону:

a – спрощена схема отримання залежності „ $V-\gamma$ ”; *б* – вигляд залежності „ $V-\gamma$ ”; *в, з* – вимірювання щільності відповідно при двобічному і однобічному доступі до елемента

При двобічному доступі до конструкції (елемента) застосовується наскрізне прозвучування (рис.3.61, *в*), при однобічному – луна-метод (рис.3.61,*з*).

Швидкість проходження крізь бетон ультразвуку залежить від вологості бетону. Тому тарувальні залежності „ $V-\gamma$ ” слід отримати на зразках з бетоном різної вологості. Перед дослідженням натурної конструкції необхідно встановити вологість бетону. Для цього створені спеціальні електронні вимірювачі.

Приклад 3.11. Дослідження підкрювняної ферми

Це продовження прикладу 1.13. При випробуванні підкрювняної ферми (див. рис. 1.86) використано акустичний метод. На жаль, з інформації першоджерела важко повністю встановити намір застосування акустичного методу, тому тут викладаються авторські міркування. В прикладі 1.13 відмічено такий факт: одразу після навантаження ферми була помічена особливість прогину ферми як результат деформовано-напруженого стану верхнього чи нижнього пояса в місцях дії навантажень P . Тому при проведенні випробування вже на другій ступені навантаження $P/P_n = 0,4$ застосована дефектоскопія цих місць (рис.3.62).

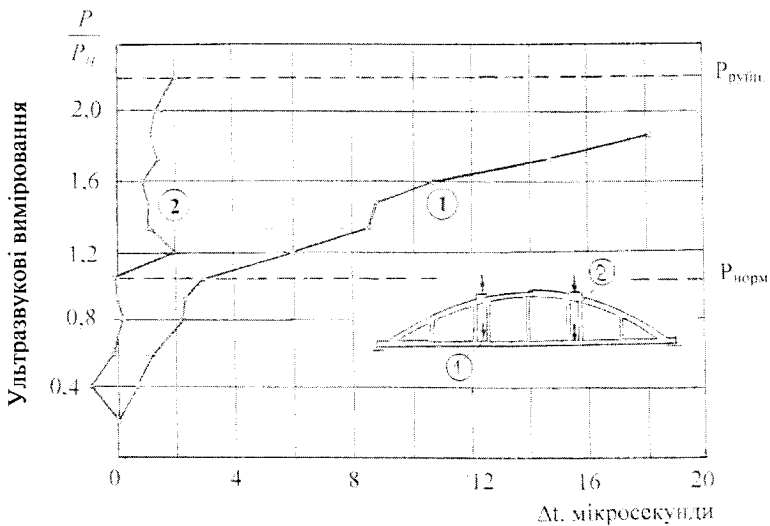


Рис. 3.62. Дефектоскопія ферми

Значна різниця ультразвукових вимірювань 1 та 2 на рис. 3.62, безумовно, свідчить про різну якість бетону в нижньому і верхньому поясах ферми. Навряд щоб причиною руйнування бетону верхнього пояса в місці 2 стали напруження, оскільки вони були ще дуже незначні. Напевно, причина в не дотриманні щільності бетону при виготовленні ферми, внаслідок чого з'явилося слабе місце конструкції, в якому почалося руйнування (див. рис.1.88) задовго до вичерпання фермою несучої здатності.

Виявлення повітряних включень. Повітряні включення – дуже поширений дефект у бетоні при недотриманні технологічних регламентів його ущільнення. Зрозуміло, що вплив наявності каверн на роботоспроможність

бетонного чи залізобетонного елемента або конструкції залежить від розмірів останніх, а також від розмірів і розташування дефектів. В бетонному масиві окремі дефекти незначно позначаються на його міцності. В стержнях наскрізних конструкцій чи в тонкостінних конструкціях навіть невеликі за розмірами дефекти суттєво позначаються на міцності окремих елементів і в цілому конструкції. Вони викликають зменшення площі поперечного перерізу і концентрації напружень. Тому дефектоскопія таких порушень структури залізобетонних конструкцій обов'язкова як на стадії виготовлення, так і при експлуатації.

Спосіб виявлення повітряних включень став зрозумілим уже при ознайомленні з фізичною суттю акустичного методу дефектоскопії (див.14.1). Тут докладніше розглянемо, як встановлюється форма і розміри дефектів.

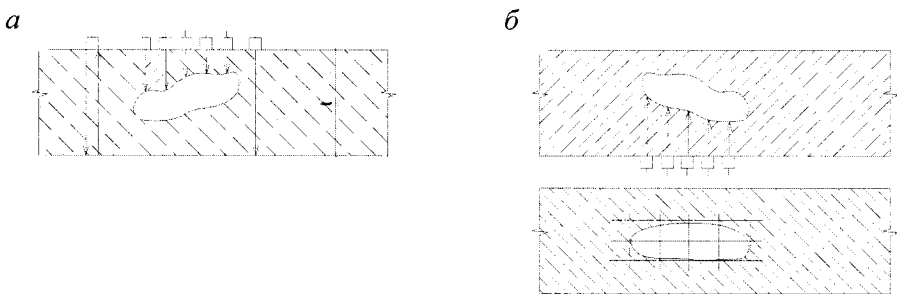


Рис.3.63. Схема встановлення форми і розміру дефекту

Для цього застосовується акустичне устаткування з комутатором (див. рис.3.54, б). Попередньо поруч з виявленим дефектом вимірюється швидкість проходження ультразвукового імпульсу на базі l (рис. 3.61, а). Тоді луна-методом визначаються відстані від поверхні елемента до дефекту по всьому його обрису з кожного боку елемента. Завдяки комп'ютеризації результат дефектоскопії може бути представлено у вигляді об'ємного зображення дефекту і його розташування в елементі чи конструкції.

Зауваження. Прозвучування слід проводити так, щоб запобігти впливу арматури. Точки прозвучування намічають таким чином, щоб кут між напрямком прозвучування і віссю найближчого стержня дорівнював не менше ніж 30° .

Визначення глибини тріщини. Для визначення глибини тріщини, що виходить на поверхню, виконують вимірювання часу t проходження імпульсу по найкоротшому шляху $l_{ACB} = V \cdot t$ (рис.3.64). Швидкість V імпульсу визначається попередньо на ділянці конструкції без дефектів. Тоді з рівняння $\left(\frac{V \cdot t}{2}\right)^2 = h^2 + \ell^2$ визначається глибина тріщини:

$$h = \sqrt{\left(\frac{V \cdot t}{2}\right)^2 - \ell^2} . \quad (3.9)$$

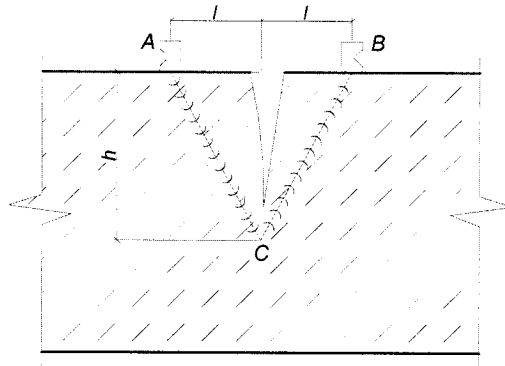


Рис.3.64. Визначення глибини тріщини

Спостереження за розвитком тріщин. Акустичний луна-метод дає змогу організувати тривале спостереження за появою і розвитком тріщин, застосувавши поверхневе прозвучування тріщинонебезпечної ділянки елемента. Суть поверхневого прозвучування полягає в такому. На поверхні елемента намічають точки встановлення луна-збуджувача і точки встановлення луна – приймача (рис.3.65, б).

Щуп-збуджувач установлюють по рядах у точки 2. До появи тріщин в ребрі плити швидкість проходження імпульсу по кожному ряду однакова при відсутності локальних дефектів у бетоні. Щоб врахувати вплив наявності дефектів на результат поверхневого прозвучування, слід попередньо виконати дефектоскопію ділянки. З появою тріщин і розвитком їх по висоті ребра швидкість хвиль по рядах різко змінюється: вона зменшується від верхнього ряду до нижнього, особливо при виникненні в нижній зоні ребра макротріщин.

Поверхнєве прозвучування по густій сїтцї точок дає картину появи трїщин і кїнетику їх розвитку.

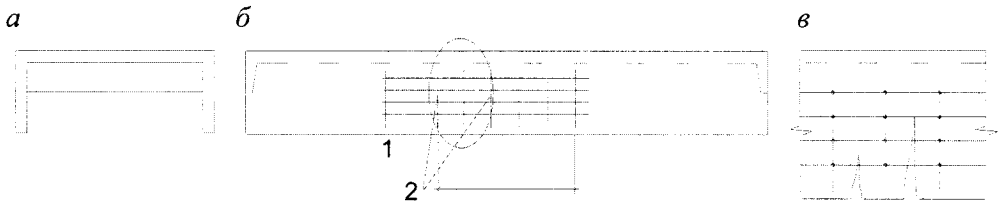


Рис.3.65. Схема поверхневого прозвучування:
a – конструкція, що досліджується; *б* – точки встановлення щупів;
в – фрагмент ділянки з трїщинами

Цей спосіб спостереження за розвитком трїщин може бути застосований, як при випробуванні конструкцій, так і при їх обстеженні, якщо є можливість здійснити на конструкцію декілька ступенів навантаження.

Визначення ураження бетону морозом. Застосовується спосіб поверхневого прозвучування (рис.3.66). За відсутності ураження залежність між часом проходження імпульсу і базою вимірювання лінійна (швидкість імпульсу однакова). При ураженні бетону внаслідок зміни швидкості імпульсу на залежності „ $t - l$ ” з'явиться точка перелому. Поступово збільшуючи базу вимірювання переміщенням щупа-приймача П, будується графічна залежність „ $t - l$ ”. Робиться це до тих пір, поки не з'явиться перелом. Товщину ураженого шару знаходять за формулою

$$\delta = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}}, \quad (3.10)$$

де V_1 і V_2 – швидкості імпульсів.

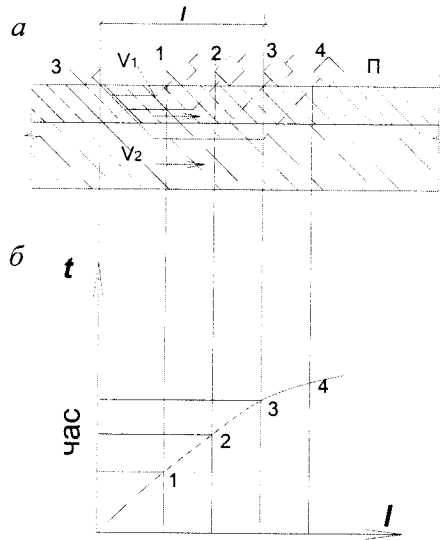


Рис.3.66. Схема визначення товщини бетонного шару, ураженого морозом:
 а – розташування збуджувача і приймача імпульсу; б – графік залежності „ $t - l$ ”

Знаходження місця розриву арматури. При виготовленні залізобетонних конструкцій з попередньо напруженою арматурою трапляються випадки розриву стрижнів. Причиною цього є такі фактори: перегрів арматури в процесі термонатягіння, укладення на гарячі стрижні холодного бетону, нерівномірність режиму термооброблення, нарешті, надмірне силове натягіння (і це лишилось непоміченим). Конструкції з таким дефектом надходять на будмайданчик і застосовуються при будівництві об'єкта. Неможливо виключати можливість розриву арматури стрижнів під час експлуатації об'єкта.

Спосіб виявлення місця розриву арматурного стрижня полягає, в такому (рис.3.67). Збуджувач ультразвукових коливань 3 встановлюється в торець стрижня, а приймач коливань П переміщується вздовж стрижня і через деякі відрізки вимірюються його коливання. В місці розриву лінійна залежність « $t - l$ » набуває локального викривлення (між точками 4 і 5).

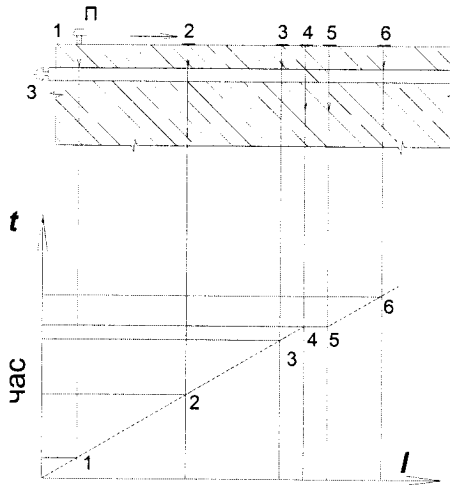


Рис.3.67. Схема виявлення місця розриву стержня

Контроль якості зчеплення арматури з бетоном. У разі надійного зчеплення по всій довжині швидкість проходження імпульсу крізь захисний шар від поверхні конструкції до арматури і назад однакова, і теоретично час проходження імпульсу по всій довжині конструкції сталий.

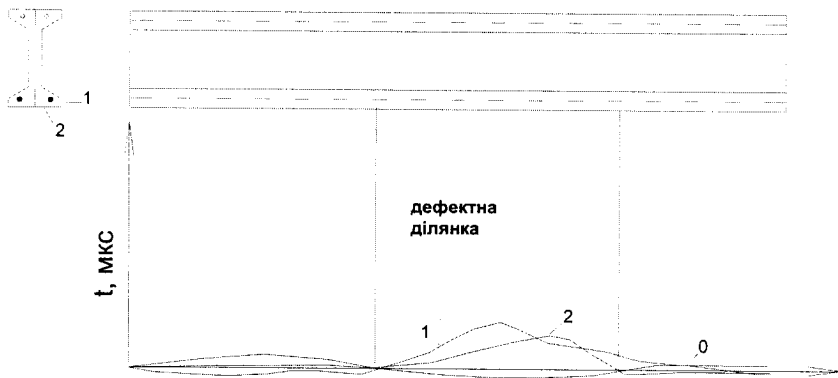


Рис.3.68. Характерний годограф часу проходження акустичного імпульсу крізь шар бетону по довжині балки:
 l – по бічній поверхні; 2 – по нижній поверхні

У дійсності годограф* часу не буде прямою лінією, він, природно, матиме вигляд лінії з незначними локальними викривленнями (лінія o на рис.3.68), що

*Годограф – крива, яка є геометричним місцем кінців змінного з часом вектора, значення якого в різні моменти часу відкладені від одного начала.

не є ознакою відсутності надійного зчеплення арматури з бетоном. На ділянці відсутності зчеплення арматури з бетоном швидкість проходження імпульсу різко зменшується, час його проходження по місцю дефекту збільшується, і на годографі часу з'являються сплески (лінії 1 і 2 на рис.3.68). Збігання сплесків на лініях (можна для контролю зробити прозвучування і по другій бічній поверхні нижнього пояса балки) є безумовним свідченням відсутності зчеплення арматури з бетоном.

15.2. Дефектоскопія радіаційними методами

Визначення щільності бетону. Щільність матеріалу при просвічуванні його вузьким пучком γ -випромінювання (рис.3.69) визначається радіометричним способом за формулою:

$$\rho = \frac{\ln i_0 - \ln i}{\mu \cdot b}, \quad (3.11)$$

де i_0 – початкова інтенсивність γ -випромінювання, лмп/хв. ;

i – інтенсивність випромінювання після проходження крізь матеріал;

μ – масовий коефіцієнт поглинання, $\text{см}^2/\text{г}$;

b – товщина шару матеріалу.

Інтенсивність випромінювання i реєструється детектором з радіометром. До установки входить підсилювач електричної напруги, що знімається з радіометра, вимірювальний прилад і пристрій для демонстрації результатів. Перетворення γ -випромінювання на електричні сигнали відкриває можливість для комп'ютеризації вимірювання щільності матеріалу.

Щільноміри мають різне конструктивне рішення для зручності проведення дослідження (див. рис.3.69). П-подібний застосовують для дослідження елементів невеликої товщини (до 500 мм), Г-подібний і вилковий – при однобічному доступі до об'єкта і при великій його товщині. Для дослідження масивних конструкцій використовують поверхневий щільномір (в 12.2 не згадувалась γ -дефектоскопія, що основана на розсіянні випромінювання,

фізична суть якої така сама як і при просвічуванні; формула для визначення ρ відрізняється від (3.3)).

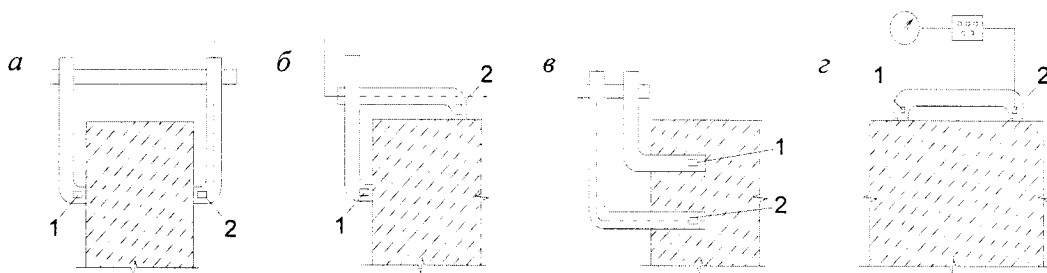


Рис.3.65. Конструктивні схеми щільномірів:
a – П-подібний; *б* – Г-подібний; *в* – вилковий; *г* – поверхневий;
 1 – джерело випромінювання; 2 – детектор

У паспортах на щільноміри приведені їх технічні характеристики та обумовлені правила користування для запобігання впливу арматури, облицювальних покриттів та інших факторів, що спричиняють появу крайових ефектів. Паспорти містять рекомендації щодо оцінювання однорідності бетону, яка є важливою характеристикою його якості.

Визначення вологості бетону. Автор методу визначення вологості бетону, який тут розглядається, вважає, що цей метод, який ґрунтується на взаємодії нейтронів з ядрами водню, найбільш досконалий і перспективний. Для реєстрації результатів взаємодії (ослаблення потоку швидких нейтронів і вимірювання кількості повільних нейтронів) використовується радіометричний спосіб. Оскільки щільність бетону дуже помітно впливає на зміну потоку нейтронів при проходженні крізь товщу конструкції, то при визначенні вологості необхідно одночасно вимірювати щільність матеріалу.

Вологомір споряджений градуйованими залежностями $i/i_{zp} = f(W)$, де i/i_{zp} – відношення інтенсивності потоків нейтронів до i після їх проходження крізь конструкцію. Градуйовані залежності отримуються в лабораторіях для конкретного вологоміра. В них комплексно відображаються різні фактори: вид джерела випромінювання, тип детектора і радіометра; відстань розміщення прилада від поверхні, вплив крайових ефектів. Будуються градуйовані

залежності на зразках з різних бетонів з відомими щільностями і вологостями (рис.3.70).

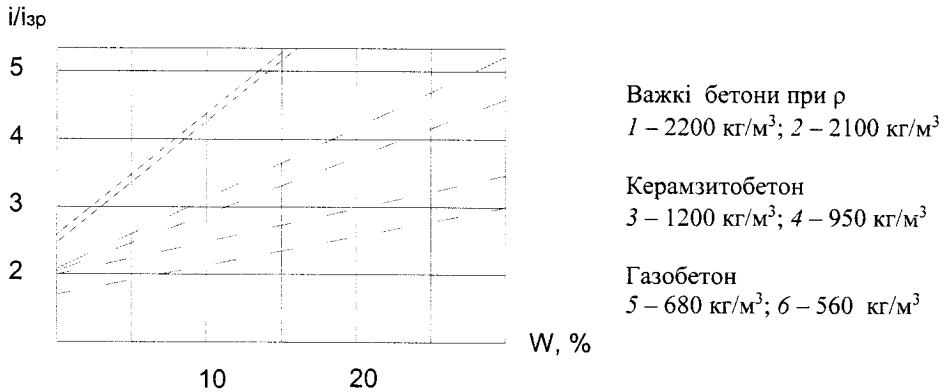


Рис.3.70. Градуировані залежності вологоміру

Виявлення дефектів у конструкціях. Суть дефектоскопії полягає в отриманні відбитка рентгено- чи гаммаграми на фотоплівці (рис.3.71, а).

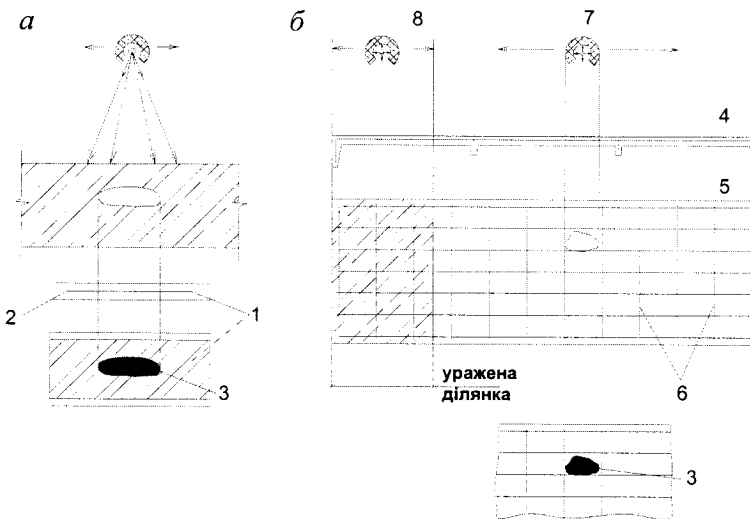


Рис.3.71. Схема дефектоскопії бетонних і залізобетонних конструкцій:
 а – суть дефектоскопії; б – приклад виявлення дефектів у плиті;
 1 – фотоплівка; 2 – екран; 3 – відображення ділянки з дефектом;
 4 – розріз плити; 5 – план плити (захисний шар бетону знято);
 6 – арматурна сітка; 7 – просвічування γ -випромінюванням;
 8 – просвічування нейтронним випромінюванням

На рис.3.71,б наведено приклад дефектоскопії залізобетонної ребристої плити. Скануванням поверхні плити виявлено внутрішні дефекти виготовлення плити. Під час експлуатації припорна ділянка плити систематично зволожувалася. Застосувавши нейтронну апаратуру, встановили щільність і вологість бетону на цій ділянці і залежно від цього – фактичну міцність бетону та його неоднорідність. Сканування цієї ділянки рентгенівським апаратом дало змогу оцінити міру ураження арматури корозією. За цими й іншими даними обстеження плити зробили висновок щодо технічного її стану.

Дослідження армування конструкцій. Спосіб визначення діаметра арматури і товщини захисного шару бетону показано на рис.3.72,а. Нескладними обчисленнями можна отримати формулу для визначення діаметра арматурного стрижня (всі розміри подано на рисунку)

$$d = d' \cdot \frac{\ell}{\ell + \ell'} \quad (3.12)$$

і формулу для визначення товщини захисного шару

$$a = L \cdot \frac{\ell'}{\ell + \ell'} - \frac{d}{2} \quad (3.13)$$

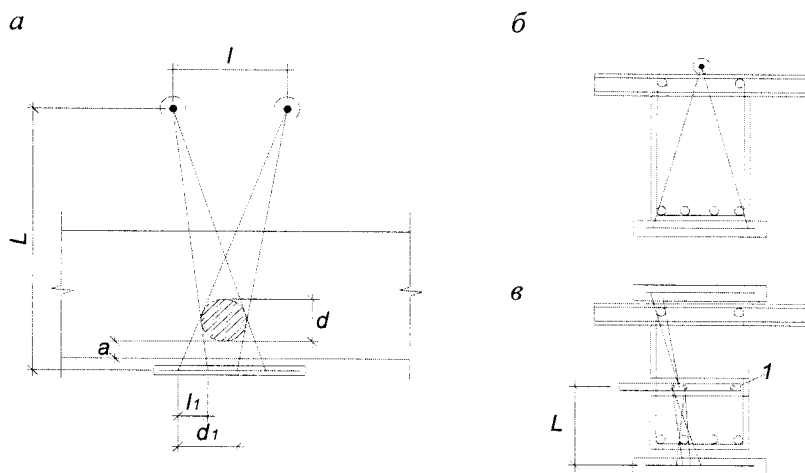


Рис.3.372. Дослідження армування конструкцій:
 а – спосіб визначення d і a ; б – приклад дослідження армування балки;
 l – шпарина чи наскрізний отвір

У реальній залізобетонній конструкції дослідження армування ускладнюється перешкодами, спричиненими частим розташуванням стрижнів і розміщенням декількох стрижнів на можливому напрямі просвічування. Тому спочатку встановлюється кількість і розміщення робочих стрижнів у нижній зоні балки (рис.3.72, б). Виходячи з подальшої зручності проведення необхідних вимірювань, призначається розміщення шпарини чи наскрізного отвору (рис.3.72, в). Переміщуючи по цьому каналу випромінювач, визначаються діаметри всіх стрижнів і товщина захисного шару. З цього самого каналу можна визначити армування в стиснутій зоні балки.

За таким принципом можна встановити армування, наприклад, у розрахунковому перерізі колони, для чого слід влаштувати дві шпарини в двох суміжних гранях.

15.3. Дефектоскопія магнітними методами

Визначення розміщення арматури. Цей метод нормативним документом поширюється для застосування при обстеженні стану залізобетонних конструкцій, що експлуатуються. В ДСТУ сформульовано вимоги до засобів контролю, порядок підготовки і проведення досліджень, правила оформлення результатів.

Дефектоскоп відрізняється від принципової схеми, яка розглянута в 14.3 тим, що для підвищення його чутливості і точності вимірювань він має два осердя, на які намотані по дві обмотки – одній збуджувальній і одній приймальної, включеними по мостовій схемі 3 (рис.3.73).

Прилад працює таким чином. Виконується балансування моста за допомогою змінного опору 6, яке фіксується індикатором-амперметром 7. Встановлення переносного датчика 2 на конструкцію викликає розбаланс моста, максимум якого досягається при мінімальній відстані між датчиком і арматурою. Міст знову балансується вже за допомогою еталонів 5 з прокладками різної товщини, на яких розміщують постійний датчик приладу 1. Товщина прокладки a_{np} , при якій встановлюється баланс, є товщиною

захисного шару t_{pr} (прийнято значення з ДСТУ). На другому етапі дослідження еталони 5 мають прокладки однакової товщини t_{pr} , але відрізняються діаметром арматури $d_{ст}$. Розбаланс мосту відновиться, коли $d_{ст}$ дорівнюватиме діаметру арматури в конструкції d_n .

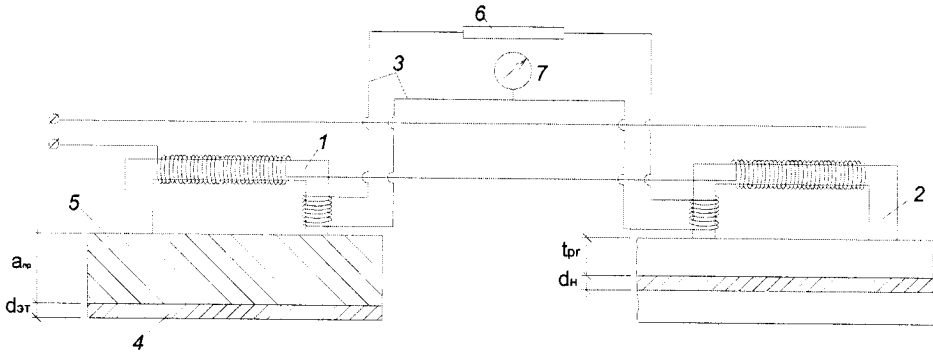


Рис.3.73. Схема приладу для вимірювання товщини захисного шару бетону та діаметра арматури

У ДСТУ викладенні вимоги до меж похибок вимірювання. Так, межа похибки вимірювання товщини захисного шару бетону для окремого арматурного стрижня не повинна бути більшою, ніж

$$\Delta t_{pr} = \pm (0,05t_{pr} + 0,5) \text{ мм.} \quad (3.14)$$

Межі похибок вимірювань встановлені для різних схем армування. Однак внаслідок недостатньої розв'язувальної властивості магнітного методу для визначення переармованих конструкцій його застосування обмежене. Для таких конструкцій доцільно застосовувати радіаційні методи дослідження.

Прилади неруйнівного контролю залізобетонних конструкцій

Вимірювач напружень в арматурі ИНК – 2.4



Призначення

- оперативний технологічний контроль попередніх напружень у стрижневій, дотовій і канатній арматурі частотним методом;
- вимірювання параметрів вібрації віброустаткування при ущільненні бетонних сумішей, при виготовленні бетонних сумішей, при виготовленні залізобетонних конструкцій;
- висока перешкодостійкість і точність вимірювань;
- три види датчиків частоти: малогабаритний диференціальний з магнітним закріпленням на піддоні; мінігабаритний інтегральний з магнітним закріпленням на арматурі; телескопічний з висувним упором

Основні функції:

- автоматичне подавлення перешкод і багатофакторне статистичне оброблення результатів;
- обчислення напруження, його відхилення від проектного значення;
- установлення величини поправки на довжину стрижня;
- установлення вихідних даних: довжини і діаметра арматури, відхилення від проектного розміщення;
- архівація 1200 результатів і умов вимірювань;
- оптичний інтерфейс і сервісна комп'ютерна програма.

Технічні характеристики:

- діапазон вимірювання напружень, МПа 50...2000;
- діапазон довжини/діаметрів арматури 3...28 м/3...36 мм;
- межа основної відносної похибки вимірювань;
- напружень, % ± 3 ;
- амплітуди, % ± 5 .

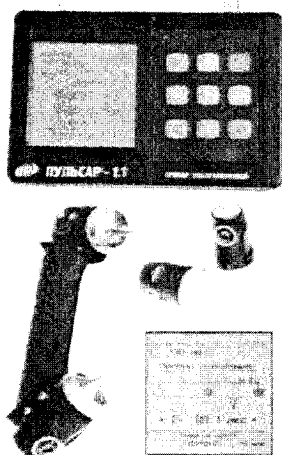
Модифікації приладу:

- ИНК-2.41 – вимірювач напружень;
- ИНК-2.42 – спрощений вимірювач напружень;
- ИНК-2.4К – комбінований вимірювач.

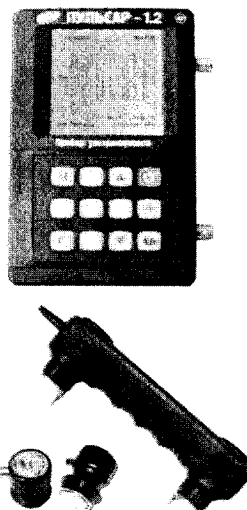
Ультразвуковий контроль міцності матеріалів

Ультразвукові дефектоскопи

Пульсар-1.1



Пульсар-1.2



Призначення:

- контроль міцності бетону на будівельних об'єктах при обстеженні будівель і споруд;
- виявлення дефектів, вимірювання глибини тріщин;
- визначення міцності цегли.
- контроль міцності і однорідності бетону;
- виявлення порожнин, тріщин і дефектів, які виникли при виготовленні та експлуатації конструкцій;
- контроль матеріалів з низькою міцністю.

Основні функції:

- визначення міцності, модуля пружності, щільності матеріалів;
- оцінювання міцності бетонів невідомого складу;
- можливість установлення індивідуальних залежностей для 30 видів матеріалів;
- обчислювання коефіцієнтів неоднорідності і варіації;
- автоматичне формування результату по серії 6 послідовних вимірювань, статистично оброблених з відбраковкою викидів;
- USB інтерфейс і сервісна програма для оброблення результатів за всіма видами вимірювань.

Дефектоскопи. Склерометри

Призначення. Оперативний контроль міцності і однорідності бетону при технологічному контролі і обстеженні об'єктів. Дефектоскопія конструкцій, дослідження властивостей матеріалів: цегли, легких бетонів та ін.

ОНИКС-2.5



Особливості склерометра:

- стійка і зручна 4-точечна периметральна опора;
- високоточний вимірювальний тракт;
- висока точність і швидкість нанесення удару;
- незалежність результату від розміщення в просторі приладу;
- працездатність у широкому діапазоні температур (-20...+50 °С)

Основні функції:

- оперативне встановлення назв і характеристик матеріалів;
- врахування віку, складу, умов твердіння бетону;
- базові проградуїровані залежності для різних видів бетону;
- архівація, швидкий пошук результатів;
- адаптивна пам'ять;
- сервісна комп'ютерна програма.

ОНИКС-2.6



Особливості приладу:

- виконання НДР;
- інтелектуальне і статичне оброблення результатів.

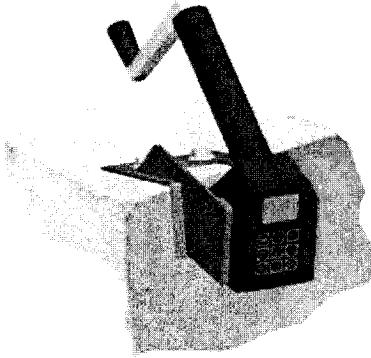
Основні функції:

- 60 базових проградуїованих залежностей для різних бетонів і матеріалів;
- врахування віку, складу, умов твердіння і карбонізації бетону;
- оцифрування, візуалізація, фільтрація статистичних даних;
- сервісна комп'ютерна програма. Експорт в Excel;
- формування звітної інформації;
- діапазон вимірювання міцності, МПа 5...100.

Визначення міцності бетону

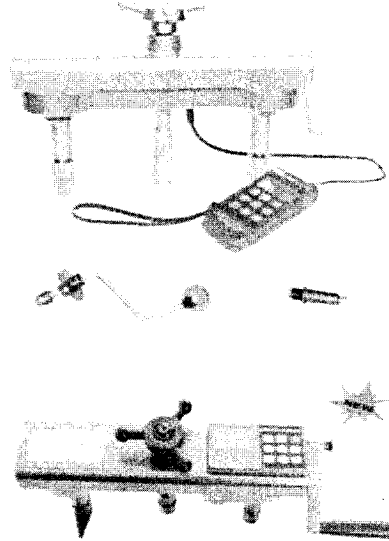
Методом сколу ребра

ОНИКС-СР



Методом відриву

ОНИКС-ОС



ПОИСК-2.5



ПОИСК-2.5

Визначення ділянок конструкцій для вимірювання міцності бетону методами сколу ребра і відриву зі сколюванням на об'єктах при обстеженні.

Призначення

- індикація величини зусилля і фіксація зусилля сколу ребра чи відриву;
- обчислення міцності бетону;
- формування результату по випробуванню 1...5 ділянок конструкцій;
- архівація результатів (360 серій по 5 вимірювань) і умов випробувань;
- USB інтерфейс. Сервісна комп'ютерна програма.

Технічні характеристики:

ОНИКС-СР ОНИКС-ОС

- | | |
|--------------------------------------|----------|
| - діапазон вимірювання міцності, МПа | 5... 100 |
| - граничне зусилля, Кн | 35 65 |

Призначення

- пошук арматурних стержнів;
- вимірювання товщини захисного шару;
- визначення діаметра арматури;
- вимірювання при невідомих параметрах армування;
- режим сканування конструкцій;
- глибинний пошук арматури.

ДЕФЕКТОСКОПІЯ ЗВАРНИХ МЕТАЛОКОНСТРУКЦІЙ

Дефектоскопія стосується насамперед зварних з'єднань. Виготувати зварну конструкцію зовсім без дефектів практично неможливо. Якість зварного з'єднання залежить від багатьох факторів, через це дефекти в ньому різноманітні. Технічні умови на виготовлення металоконструкцій містять допустимі і недопустимі дефекти залежно від умов експлуатації. Наприклад, ослаблення поперечного перерізу більше ніж на 3% при можливості крихкого руйнування виявляється ознакою низької якості зварного шва. При відсутності безпеки крихкого руйнування під статичним навантаженням ослаблення навіть до 10% не вважається суттєвим і не впливає на несучу здатність конструкції. При обстеженні завдання полягає в детальнішому встановленні якості зварних швів, від чого залежить технічний стан конструкції.

Обстеження зварних швів виконується візуальним контролем і з застосуванням методів дефектоскопії.

16.1. Візуальний огляд зварних з'єднань

Ефективність такого способу залежить від ступені очищення поверхні і кваліфікації виконавця – його вміння користуватися спеціальними пристроями. Зовнішньому огляду підлягає зварний шов і прилегла зона основного металу елементів на відстані не менш ніж 20 мм від краю шва. Огляд проводиться по всій довжині шва з двох боків за допомогою лінзи 4...10-кратного збільшення. Приховані зварні шви оглядаються за допомогою ендоскопів з гнучкими трубками, оснащеними об'єктивом, рухомим окуляром, оптичною призмою, що змінює напрям променя. Одночасно можна проводити обстукування шва молотком масою 1 кг.

Для вимірювання розмірів зварних швів застосовують різні пристосування (рис.3.74) і шаблони зварника (рис.3.75).

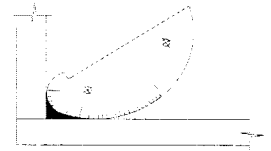
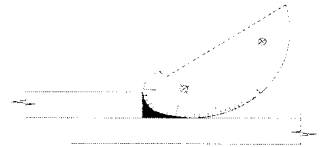
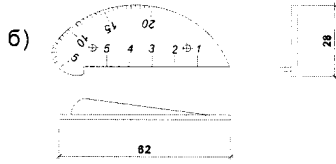
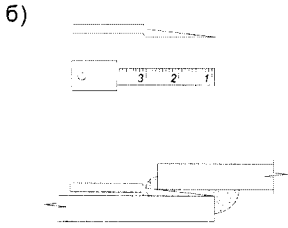
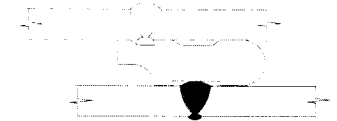
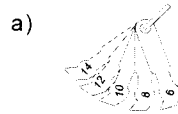
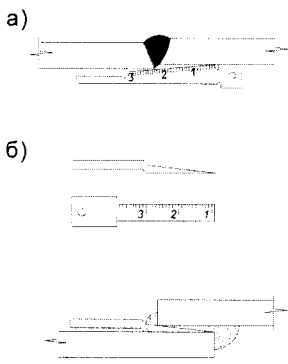


Рис.3.74. Пристосування для контролю зварних швів

Рис. 3.75. Шабли зварника

На рис.3.74, а показано схему перевірки перевищення крайок шва спеціальною лінійкою, на рис.3.74, б – схему перевірки зазору щупом у переривчастому шві. На рис.3.75, а показано універсальний шаблон зварника і схему вимірювання швів, на рис.3.75, б – шаблон-лекало і схеми вимірювання різних швів: у з'єднанні в напуск, стиковому і кутовому з'єднаннях. На криволінійних поверхнях конструкцій можна застосувати своєрідний вимірювач з індикатором часового типу (рис.3.76). Індикатор з подовжувачем рухомого штифта закріплюється на скобі. Спочатку при розміщенні приладу поруч зі зварним швом фіксується нульовий показник на базі скоби, потім скоба розміщується так, щоб подовжувач штифта упирався в середину шва, і фіксується новий показник; різниця між ними дає висоту шва. Таких вимірювань робиться багато по довжині шва і отримується його кількісна характеристика з точністю до 0,01мм.

Зварні шви багатьох споруд, крім міцності, повинні забезпечувати необхідну непроникність для газоподібних, рідких чи пилоподібних середовищ. Допустимі просочування встановлені ТУ на такі споруди. Герметичність зварних з'єднань перевіряється пробними газами та рідинами. Пробні речовини, що пройшли через наскрізні дефекти, реєструються спеціальними індикаторними речовинами.

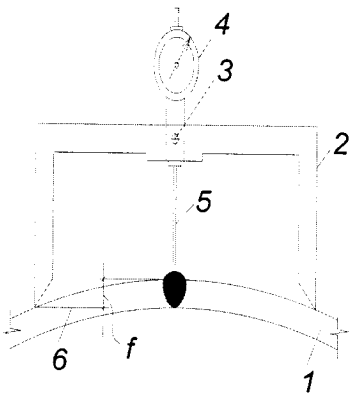


Рис.3.76. Вимірювач шва:
 1 – конструкція; 2 – скоба; 3 – затискний гвинт; 4 – індикатор; 5 – подовжувач рухомого стержня; 6 – база скоби

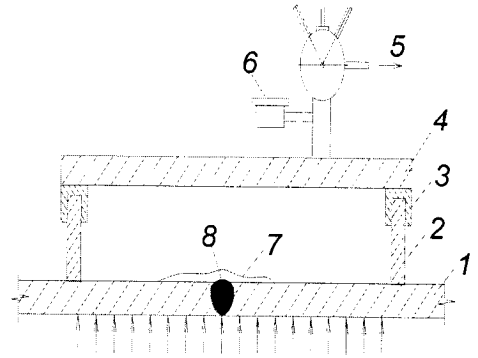


Рис.3.77. Схема установки для вакуумно-бульбашкового контролю:
 1 – конструкція; 2 – ущільнення; 3 – каркас; 4 – оглядове скло; 5 – до вакуумнасосу; 6 – вимірювач розрідження повітря; 7 – індикаторна рідина; 8 – мікрощілина

Пневматичний метод здійснюється за допомогою вакуумної камери, яка встановлюється на ділянці зварного з'єднання, що досліджується (рис.3.73). Поверхня змочується мильним чи іншим подібним індикатором. Вакуумним насосом у камері утворюється розрідженість, внаслідок чого атмосферне повітря проникає в камеру через щілини, створюючи в цих місцях пульсуючі мильні бульбашки або скупчення дрібних бульбашок („каша”). Ця картина візуально спостерігається крізь прозорий верх камери.

16.2. Акустична дефектоскопія зварних швів

У дефектоскопії зварних швів використовуються три основних методи: тіньовий, луна-метод, луна-тіньовий. При тіньовому методі застосовують роздільну схему підключення перетворювачів (рис.3.78, а), при луна-методі – роздільну (рис.3.78, б) і роздільно-поєднану (рис.3.78, в), при луна-тіньовому – роздільно-поєднану (рис.3.78, г).

Роздільну і роздільно-поєднану схеми включення перетворювачів застосовують, якщо контроль по поєднаній схемі луна-методом не забезпечує достатньої надійності й вірогідності.

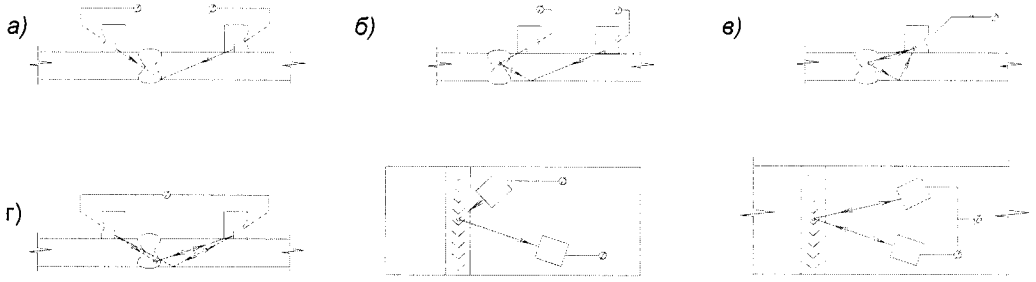


Рис.3.78. Схеми прозвучування зварного шва

Один перетворювач не може зафіксувати тріщину чи непровар, що розташовані перпендикулярно до поверхні шва. Луна-сигнал від такого дефекту уловлюється другим перетворювачем, розміщеним на відстані від першого. Відстань залежить від товщини елемента і глибини дефекту. Такий спосіб зветься тандем-методом. Перетворювачі повинні бути з'єднані один з іншим жорстко, щоб забезпечити постійний кут відносно шва. Схему тандем-методу для роздільно-поєднаної схеми підключення перетворювачів показано на рис. 3.79.

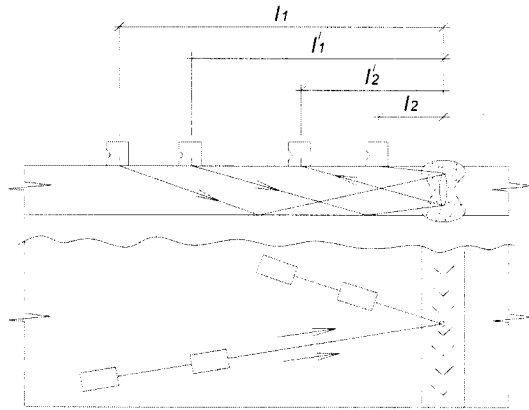


Рис.3.79. Схема прозвучування тандем-методом

Сумарна відстань до шва повинна бути постійною

$$l_1 + l_2 = l_1' + l_2' \quad (3.7)$$

Поверхня дослідження очищується від бруду, іржі, зварювальних бризок. При дослідженні на горизонтальній поверхні як контактне середовище застосовується вода, на нахилах і вертикальних поверхнях – пасти.

Для дослідження зварних швів використовують дефектоскопи, що працюють у діапазоні частот УЗК 1...5 МГц. Перед роботою дефектоскоп налаштовується по спеціальних еталонах – зразках-відбивачах, у яких імітуються характерні дефекти зварних швів і їх можливе розташування. Чутливість дефектоскопів налаштовується за нормативними документами, наприклад, ГОСТ 14872 „Контроль неразрушающий. Швы сварные. Методы ультразвуковые”.

Основні ознаки і характеристики дефекту такі: умовні розміри – довжина, ширина, висота; координати в перерізі шва. Ознаки використовуються для оцінювання якості зварного шва відповідно до вказівок нормативного документа.

У сучасних установках для акустичної дефектоскопії зварних швів застосовують автоматичні пристрої, які керують роботою перетворювачів за заданою програмою – сканування їх траєкторії, слідкують за їхнім розміщенням відносно шва, фільтрують луна-перешкоди і виділяють корисний луна-сигнал на фоні структурних шумів і т. ін. Комп'ютеризація процесу дефектоскопії дає змогу обробляти величезні масиви інформації, суттєво підвищити імовірність результатів, візуалізувати результати дослідження, подаючи умовні розміри дефекту в трьох ракурсах, тобто його об'ємне зображення в зварному шві.

Тут стисло викладено суть акустичної дефектоскопії зварних швів. У дійсності ця робота складна, копітка і потребує практичних навичок. Докладно про неї можна дізнатися зі спеціальної літератури, деякі джерела наведено в списку.

16.3. Радіаційна дефектоскопія зварних швів

За ГОСТ 7512 зварні з'єднання необхідно просвічувати за схемами, що показані на рис.3.80. Стрілками показаний напрямок робочого колімірованого пучка (пучок паралельних промінів) від джерела випромінювання через середину шва.

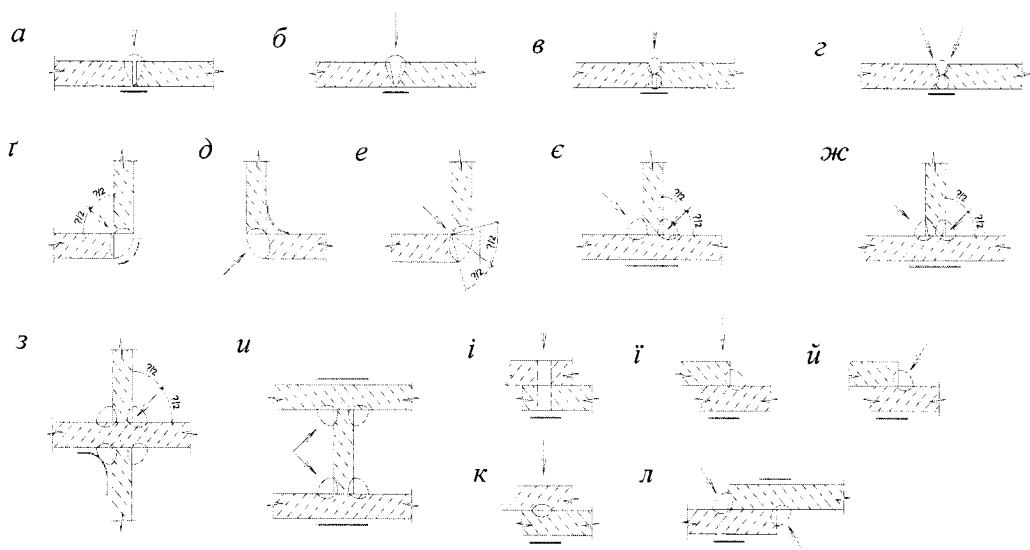


Рис. 3.80. Типові схеми просвічування зварних з'єднань

Ідентифікація дефектів виконується порівнянням отриманої рентгено- чи гаммаграми на ділянці шва з аналогічними радіограмами еталонних зразків. ГОСТ 7512 передбачає три типи еталонів: канавкові, дротові і пластинчасті з імітацією в них дефектів (рис.3.81, а). Глибина канавки дефекту називається променевим розміром. Зображення на радіограмах канавочних еталонів використовується як масштаб при встановленні променевого розміру дефекту від 0,11 мм до 4 мм. У 12 видах пластинчастих еталонів (рис.3.81, б) з товщиною 0,1...2,5 мм зроблено по два отвори, діаметри яких 0,1...2,5 мм і 0,2...5 мм, тобто всього 32 типорозміри еталонів для визначення площі дефектів. Чотири види дротових еталонів (рис.3.81, в) із сімома дротами в кожному з загальним діапазоном діаметрів 0,05 мм 4 мм дають 28 типорозмірів променевого розміру і площі дефектів. Зрозуміло, що візуальна ідентифікація дефектів потребує неабиякого досвіду виконання цієї роботи.

Технологія радіаційних методів удосконалюється завдяки застосуванню обчислювальної техніки, що стало можливим після розроблення засобів перетворення інформації, отриманої радіографічним і радіометричним способами, на електричні сигнали. До того, що сказано з цього приводу в

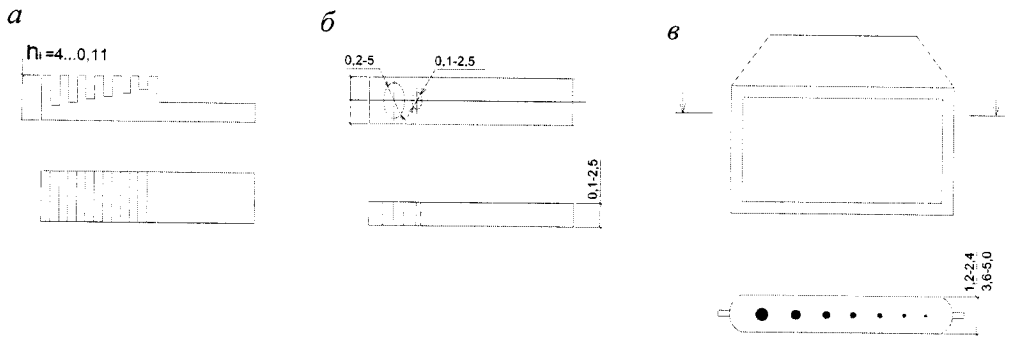


Рис. 3.81. Еталони чутливості

попередньому параграфі, можна додати таке. Інформація автоматично зберігається, а протоколи та результати оформлюються без участі людини. Автоматично виконується порівняння отриманих результатів з попередніми результатами дослідження та критеріями контрольованих параметрів.

16.4. Магнітна дефектоскопія зварних швів

Дослідження тріщин. Для цього використовується магнітометричний спосіб із застосуванням мікродатчика Холла*. Прилад установлюють так, щоб тріщина розміщувалась між двома ферозондами (рис.3.82). Безпосередньо над тріщиною встановлюють мікродатчик, з'єднаний з вимірювачем напружень магнітного поля. В зоні тріщини магнітний потік, огинаючи тріщину, долає довший шлях і слабне. За величиною ослаблення магнітного поля можна судити про глибину тріщини, не вдаючись до вимірювання різниці потенціалів між обмотками ферозондів.

Не викликає труднощів визначення цим способом довжини, форми і глибини поверхневих мікротріщин, для чого отриманий результат зіставляється з результатами вимірювань зразків з різними штучними мікротріщинами.

*Датчик Холла - напівпровідниковий прилад, суть якого полягає в тому, що при внесенні у магнітне поле провідника з постійним струмом в цьому провіднику виникає поперечна різниця потенціалів. На основі цього явища створені датчики переміщення, вимірювачі частоти обертання електроні компаси і т.п.

Вимірювач напруги в датчику Холла може бути проградуїований відповідним чином за зразками і одразу видавати геометричні параметри тріщини.

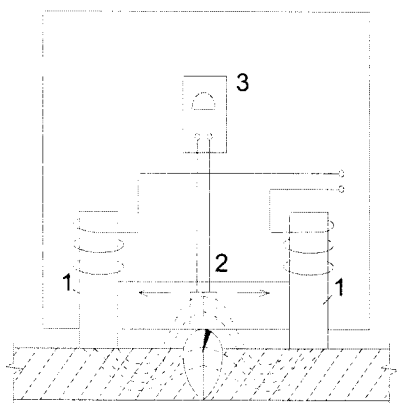


Рис.3.82. Дослідження тріщини:
1 – ферозонди; 2 – датчик Холла;
3 – вимірювальна апаратура

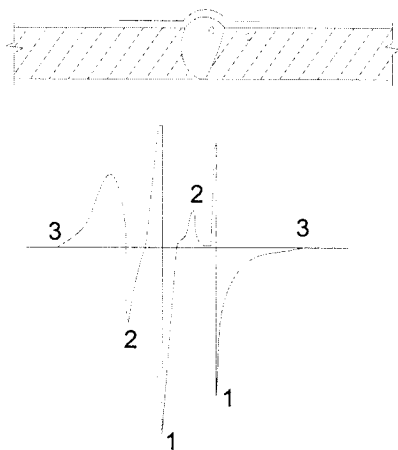


Рис.3.83. Магнітограма ділянки з дефектами

Ідентифікація топографії внутрішніх дефектів пов'язана зі значними ускладненнями. Викликано це необхідністю утворення магнітного поля значно більшої потужності з різною його орієнтацією відносно дефекту, що трудомістко. При цьому зображення дефекту синтезується дуже приблизно. Тому для дослідження внутрішніх дефектів магнітний метод не набув поширення.

Дослідження дефектів. Застосування магнітопорошкового методу регламентується ГОСТ 21105. Цей спосіб реєстрації дефектів поширений більше, ніж інші, завдяки наочності і простоті. Він дає змогу виявити не тільки поверхневі дефекти а й ті, що знаходяться близько до поверхні. Виявленість дефектів залежить від ступеня намагнічування металу, чистоти поверхні, чутливості феромагнітної стрічки і щільності її притиснення до поверхні.

Розшифрування магнітограми, отриманої магнітометричним способом, здійснюється візуально з екрана осцилографа за виглядом сигналів (рис.3.83): сигнали 1 відповідають дефектам, 2 – крайкам зварного шва, 3 – краю стрічки.

Зчитування магнітограми зі стрічки за допомогою індукційних головок дає змогу передати інформацію на комплекс автоматичного її оброблення, ідентифікації, аналізу і видачі результатів дослідження.

16.5. Визначення якості захисного покриття металоконструкцій

Широке застосування різних покриттів, що підвищує стійкість металевих конструкцій в умовах зовнішніх впливів, зумовлює зростання вимог до неруйнівного контролю якості покриттів. Якість покриттів характеризується дотриманням їх товщини, хімічним складом, щільністю, адгезією до поверхні і т. ін.

Визначення товщини покриття. Для вимірювання товщини покриттів використовуються різні методи: ультразвукові, радіаційні, магнітні, електричні, оптичні, пневматичні, теплові. Розглянемо тільки ті методи, з фізичними принципами яких вже ознайомилися.

Ультразвуковий метод заснований на тому, що матеріал покриття поглинає звукові і ультразвукові хвилі. Виконується локальний контроль вузьким пучком хвиль. Метод набув поширення для безперервного вимірювання товщини гальванічного покриття.

Радіаційні методи застосовуються для вимірювання товщини покриття при будь-яких комбінаціях матеріалів. Використовуються способи реєстрації інтенсивності зворотного розсіяного випромінювання (рис.3.84, а) і спосіб реєстрації ослабленого випромінювання (рис.3.84, б). Для цього встановлено емпіричні співвідношення між інтенсивністю зворотного і проникненого випромінювання при різних товщинах різноманітних покриттів. Погрішність першого способу становить $\pm 4\%$, – другого $\pm 3\ldots\pm 10\%$ при товщині покриття до 1,5 мм.

Рентгенофлюоресцентний спосіб (рис.3.84, в) особливо успішно застосовується для вимірювання дуже тонких покриттів – до 10 мкм.

Магнітні методи дають змогу вимірювати товщину покриттів до 10 мм. Способи вимірювання різні. Як детектор може використовуватись мікродатчик

Холла (рис.3.85, а), погрішність цього способу $\pm 10\%$. В способі по схемі рис.3.85, б залежно від товщини покриття змінюється міцність ЕДС, що фіксує вимірювальна обмотка з погрішністю $\pm 3... \pm 5\%$. Третій спосіб ґрунтується на визначенні непрямой характеристики, а саме – сили відриву магніту від поверхні елемента (рис.3.85, в). Сила відриву визначається величиною току намагнічування, яка, в свою чергу, залежить від товщини покриття. Погрішність способу становить $\pm 10... \pm 15\%$.

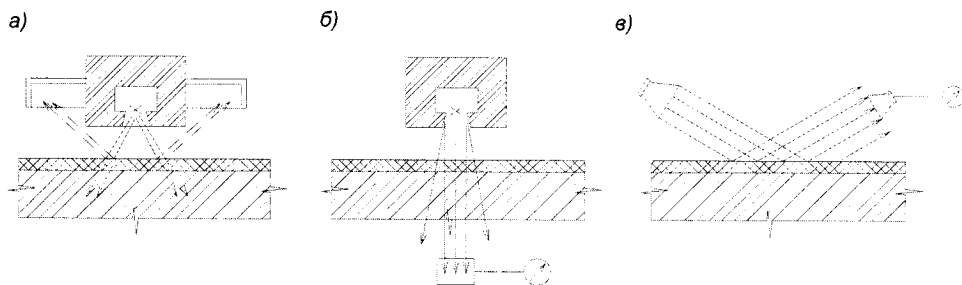


Рис.3.85. Схеми радіометричних способів вимірювання товщини покриттів

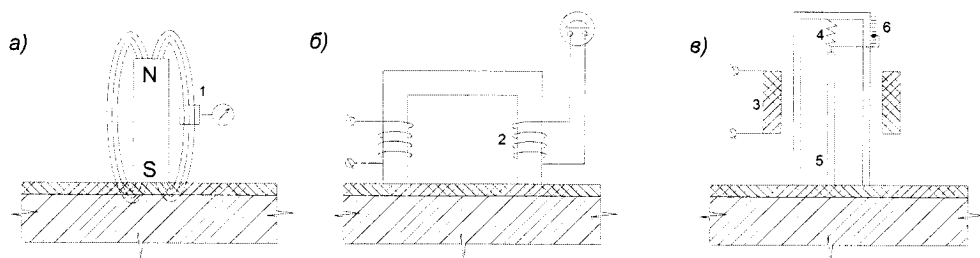


Рис.3.86. Схеми магнітних способів вимірювання товщини покриттів:
 1 – мікродатчик Холла; 2 – вимірювальна обмотка; 3 – котушка електромагнітна;
 4 – пружина; 5 – осердя; 6 – силомір.

16.6. Прилади для неруйнівного контролю якості матеріалів і технічної діагностики сталевих конструкцій

Із застосуванням нанотехнологій виготовлено прилади і устаткування нового покоління, що кардинально відрізняються від попередніх. Це стосується насамперед габаритів і маси приладів: сучасні прилади комплексні, що робить зручними їх використання при проведенні обстеження натурних об'єктів. Значно поліпшилися можливості приладів передавати отриману інформацію на

комп'ютер для оброблення. Парк приладів постійно розширюється з їх удосконаленням. Нижче зображено деякі прилади, що випускаються промисловістю, використання яких підвищує достовірність і продуктивність неруйнівного контролю.

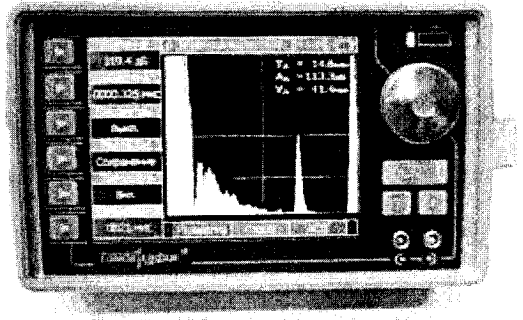
Прилади, засновані на використанні ультразвукових методів

Універсальний дефектоскоп

УД4-Т

Технічні характеристики:

- діапазон робочих частот
0,4...10 МГц;
- діапазон вимірювальних
глибин 0,5...5000 мм;
- похибка вимірювання 0,1
мм;
- вмонтований архів
результатів вимірювань 500.



Експлуатаційні дані:

- розміри 135 × 220 × 100 мм; маса з акумулятором – 2,5 кг;
- дисплей TFT кольоровий;
- кліматична захищеність IP54, –20°C/+50°C.

Дефектоскоп УД4-Т призначений для всіх видів ультразвукового контролю металевих конструкцій.

Універсальний дефектоскоп

УД2-41

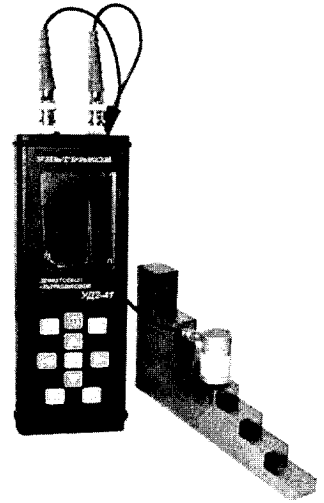
Призначений для контролю металевих конструкцій на наявність дефектів типу порушення суцільності та однорідності матеріалу елементів, зварних з'єднань, а також для вимірювання глибини і координат розміщення дефектів.

Технічні характеристики:

- робоча частина 1,8; 2,5; 5,0; 10,0 МГц;
- діапазон контролю від 2 до 1500 мм;
- похибка вимірювання глибини розташування дефектів $\pm 0,5$ мм.

Експлуатаційні дані:

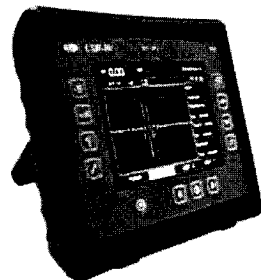
- розміри 235 × 85 × 35 мм, маса електронного блока 0,7 кг;
- пам'ять: зображень розгортки – 200; програм настройки – 200;
- інтерфейс зв'язку з персональним комп'ютером;
- діапазон робочих температур: від -10 до +50 °С;
- кольоровий дисплей 70 × 52,5 мм.



Універсальний дефектоскоп

УСД-50

Дає змогу вимірювати товщину елементів конструкцій з великою точністю і має всі функції по повному документуванню результатів контролю з підтримкою програми UdReport.



Експлуатаційні дані:

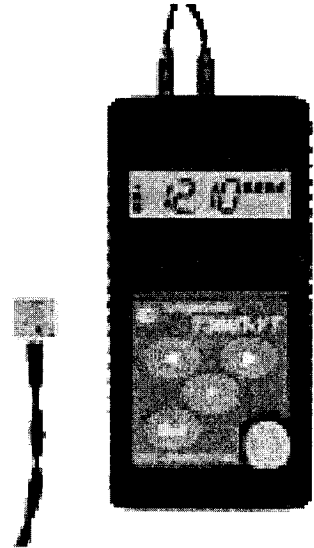
- розміри 200 × 225 × 80 мм; маса з акумулятором 2 кг;
- дисплей кольоровий TFT 130 × 100 мм;
- пам'ять: 100 налаштувань з А-сигналами, 500 протоколів контролю;
- інтерфейс R S232/USB;
- діапазон робочих температур: від -20 до +50 °С.

Ультрозвуковий товщиномір

ТЄМП-УТ1

Призначений для вимірювання товщини конструкцій із однорідних матеріалів (металевих, неметалевих, пластиків) при однобічному доступі до них.

Спосіб вимірювання – контактний, шляхом притискування ультразвукового перетворювача до поверхні об'єкта із застосуванням контактної рідини (води, гліцерину, мастила та ін.). товщиномір дає змогу вимірювати товщини елементів з фарбованими чи корозійно пошкодженими поверхнями.



Технічні характеристики:

- прилад оснащений вмонтованим еталоном товщини; в ньому передбачено калібрування на еталонах з відомою товщиною;
- діапазон вимірювання товщин 0,5...300 мм;
- дискретність вимірювань 0,1 або 0,01 мм.

Експлуатаційні дані:

- розміри 30 × 65 × 135 мм; маса приладу 0,2 кг;
- інтерфейс R S232;
- програмне забезпечення;

- ультразвукові перетворювачі, в тому числі високотемпературні;
- кількість вимірювань, які пам'ятає прилад, —100;
- робочий діапазон температур від -20° до $+60^{\circ}$ C;
- режим фіксації мінімуму товщини;
- пам'ять приладу – 1000 результатів вимірювань;
- автоматичне збереження останньої настройки на перетворювачі після вимкнення і наступного включення приладу;
- можливість використання будь-яких прямих роздільно-суміщених перетворювачів без додаткової настройки приладу;
- цифровий фільтр, який забезпечує точність і стійкість вимірювань.

Товщиномір БУЛАТ-2

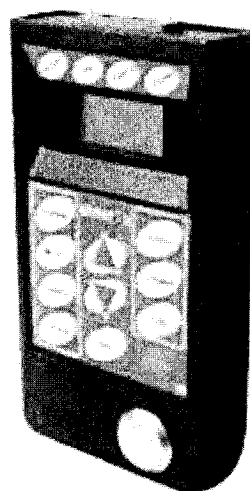
Прилад призначений для вимірювання товщини конструкцій як після їх виготовлення, так і під час експлуатації для визначення їхнього ураження корозією. З перетворювачем ТМК прилад дає змогу вимірювати товщину конструкцій під захисним покриттям.

Технічні характеристики:

- діапазон вимірювальних товщин T , мм: з роздільно- суміщеним перетворювачем – 0,4...300; із суміщеним перетворювачем – 6 – 600;
- дискретність вимірювань, мм: 0,1; 0,01; 0,005;
- похибка вимірювання T , мм за діапазонами:

$$T = 0,4 - 10 - \pm (0,001T + 0,01);$$

$$T = 10 - 300 - \pm (0,001T + 0,05).$$



Експлуатаційні дані:

- розміри 150 × 80 × 30 мм; маса приладу 0,22 кг;
- ступінь пилового захисту – IP41 (IP53);
- кількість пам'яті результатів – 4000;
- діапазон робочих температур, °С, від -10 до +40;
- програма зв'язку з ПК – IBM PC;
- оброблення вимірюваної інформації – CONSTANTA-DATA.

Поліпшені метрологічні характеристики:

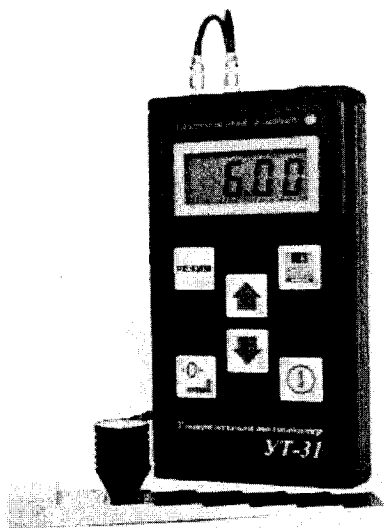
- можливість роботи з дискретністю 0,005;
- автоматичне визначення типу підключеного перетворювача;
- відсутність температурного і часового дрейфу показників;
- можливість запам'ятовування і перегляду результатів вимірювань;
- можливість передачі результатів в IBM PC із статистичним обробленням з використанням програм, що додаються;
- можливість запам'ятовування налаштувань на конкретні матеріали.

Висока роздільна здатність і стабільність показників дають змогу застосовувати прилад БУЛАТ-2 для контролю високоточних прецизійних виробів.

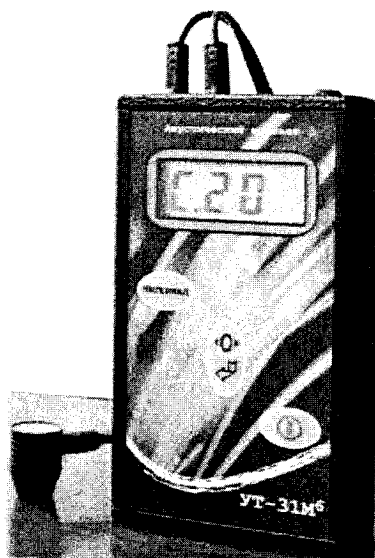
Ультразвукові товщиноміри УТ-31 і УТ-31М

Призначені для вимірювання товщини металевих і неметалевих конструкцій у процесі виготовлення, експлуатації чи ремонту. Велика кількість різних перетворювачів забезпечує широкий діапазон вимірювання товщин від 0,8 до 200 мм, у тому числі фарбованих і зі значною шорсткуватістю поверхонь.

УТ-31



УТ-31М



Технічні характеристики:

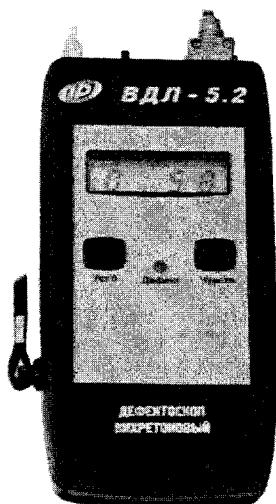
- діапазон товщин під покриттям з ПЕП, мм		3,5...25
- похибка вимірювання, мм $\pm (0,05 + 0,005T)$		$\pm (0,05 + 0,01T)$
- кількість чарунок пам'яті результатів	2000	4000
- кількість сторінок пам'яті	200	200
- кількість результатів, що зберігаються	В-SCAN 50	
- діапазон робочих температур, °C $-5...+40$		$-5...+40$

Експлуатаційні дані:

- габарити приладу, мм $132 \times 82 \times 22$		$145 \times 82 \times 32$
- маса приладу з елементами живлення, кг 0,3		0,4

Віхрострумний дефектоскоп

ВДЛ-5.2



Призначення:

- виявлення й оцінювання поверхневих раковин і тріщин у сталевих конструкціях, зварних швах;
- може застосовуватися для вуглеводистих сталей широкого класу;
- за функціональними можливостями належить до методу магнітно порошкової дефектоскопії.

Основні функції:

- локалізує дефекти при скануванні датчиком поверхні по світловому і звуковому сигналах;
- оцінює розміри дефекту з індифікацією на цифровому дисплеї;
- десять рівнів регулювання чутливості.

Технічні характеристики:

- | | |
|---|------|
| - ефективна зона контролю, мм | 2,5 |
| - мінімальні розміри тріщин, які виявляються: | |
| - глибина, мм | 0,25 |
| - ширина, мм | 0,02 |

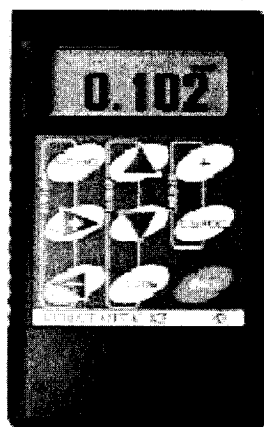
Товщиномір захисних покриттів

Константа K5

Багатофункціональний електромагнітний прилад, який також дає можливість контролювати геометричні характеристики виробів, якості підготовки поверхонь і параметрів навколишнього середовища при проведенні фарбувальних робіт.

Технічні характеристики:

- діапазон вимірювання товщин 1–120 мм;
- похибка вимірювання не більше 1...2%;
- кількість чарунок пам'яті до 10000;
- діапазон робочих температур 10...+40 °С;



- зв'язок з ЕОМ IBM PC;
- відсутність температурного і часового дрейфу показників.

Покриття, що контролюються: гальванічні, лакофарбовані, плакувальні, порошкові, пластикові; бітумні та інші спеціальні покриття; покриття з кольорових металів; захисні покриття всередині труб.

Параметри, що контролюються: шорсткуватість поверхонь після піскоструминного оброблення; товщина металевих листів; захисний шар бетону і розташування арматури.

Твердомір ТКР-45

Призначений для оперативного вимірювання твердості конструкційних і вуглецевих сталей за шкалами Брінелля, Роквелла, Віккерса у виробничих і лабораторних умовах.

Технічні характеристики:

- діапазон вимірювань твердості за шкалам:
Роквелла, HRC – 20...68;
Брінелля HB – 95...450;
Віккерса, HV – 95...950;
- похибка вимірювання – до 5%;
- шорсткуватість поверхонь, Ra – до 2,5;
- мінімальна товщина виробу, мм – 4;
- мінімальна маса виробу, кг – 1;
- кількість результатів, що запам'ятовуються 4000;
- робочий діапазон температур, – 0... +40 °С.



Експлуатаційні дані:

- габарити, мм – $122 \times 65 \times 23$,

- маса, кг – 0,2

Прилад дає можливість виконувати вимірювання при будь-якій просторовій орієнтації датчика. Результати вимірювань виводяться на ПК через інтерфейс USB.

РОЗДІЛ ТРЕТІЙ

**НЕРУЙНІВНІ МЕХАНІЧНІ МЕТОДИ
ВСТАНОВЛЕННЯ МІЦНОСТІ
МАТЕРІАЛІВ В КОНСТРУКЦІЯХ**

Загальні відомості. Для отримання ґрунтовних результатів обстеження будівельних конструкцій на підставі перевірних розрахунків необхідно знати механічні характеристики матеріалів. Знайти їх можна двома способами: 1) випробуванням стандартних зразків, отриманих відбиранням з конструкцій; 2) дослідженням матеріалів безпосередньо в конструкціях з застосуванням непрямих неруйнівних методів.

За першим способом зразки слід відбирати з мінімально навантажених місць конструкцій з послідуочим підсиленням ослаблених елементів, хоча це не завжди можливо. На приклад, стандартні бетонні кубики або циліндри мають поперечні розміри 7...15 см. Зрозуміло, що відбирати такі зразки можна тільки з масивних бетонних і залізобетонних конструкцій, порушення цілності яких не позначиться на їхній міцності. Відбирати зразки зі стрижневих чи тонкостінних конструкцій, насичених арматурою, взагалі практично неможливо без підсилення, оскільки розміри зразків одного порядку з геометричними параметрами перерізів елементів конструкцій.

Інший негативний бік такого способу полягає в такому. Визначення міцності бетону на стискнення за результатами випробування відібраних зразків не може дати об'єктивної характеристики його міцності по всіх конструкціях конкретного об'єкту. Пояснюється це тим, що при виготовленні конструкцій на якість бетону впливають різноманітні фактори. По-суті, бетон у різних елементах конструкцій, а часто і в межах одного крупногабаритного елемента, різний. Вибираючи зразки, як правило, з менш відповідальних елементів чи окремих місць, переносити показники міцності бетону з них на весь елемент чи на інші елементи некоректно. Наприклад, на рис. 3.86 наведені результати досліджень міцності бетону в тавровій балці висотою 80 см і довжиною 6 м.

По довжині балки міцність бетону змінюється до 10%. Неоднакова міцність бетону в верхній і нижній зонах балки. Встановлено, що зі зростанням висоти конструкцій різниця збільшується головним чином через збільшення міцності бетону в нижній зоні балок. Якщо при висоті балки 100 мм ця різниця

становить 5%, то при висоті 300 мм сягає вже 18%, при подальшому зростанні висоти ця різниця буде ще більше. Наприклад, у стінових панелях зміна міцності бетону в верхній і нижній зонах може дорівнювати навіть 50%.

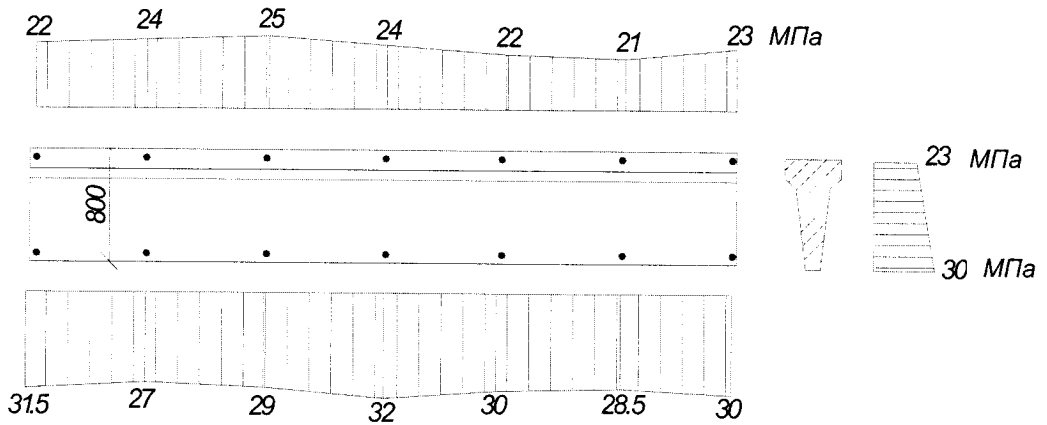


Рис.3.86. Зміна міцності бетону по довжині і висоті підкранової балки

Складно відбирати зразки з металевих конструкцій. Хоча розміри зразків невеликі, але виготовляються вони фрезеруванням заготовок, відбирання яких призводить до суттєвого зменшення розмірів поперечних перерізів елементів, що неприпустимо у відповідальних елементах конструкцій. Тому відбір зразків відбувається на розвантаженій конструкції з послідуочим підсиленням місця відбору.

Найбільш безпечно відбирати зразки в дерев'яних конструкціях. Завдяки легкості механічного оброблення деревини елементи значно не пошкоджуються. Як правило, елементи по довжині, наприклад, нижній пояс ферми, має постійний переріз, і відбирання зразків можна зробити з менш напруженого елемента.

З представленої характеристики першого способу зрозуміло, що використання неруйнівного способу дослідження матеріалів у конструкціях є актуальним і має великий практичний інтерес (див. гл.17). Розроблені і застосовуються при обстеженні конструкцій два різновиди неруйнівного способу: механічний і фізичний. Найбільшого розвитку набули різноманітні механічні методи дослідження.

НЕРУЙНІВНІ ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ БЕТОНУ І ПРИНЦИПИ ДІЇ МЕХАНІЧНИХ ПРИЛАДІВ

17.1. Теоретичні основи механічних неруйнівних методів

Міцність бетону в конструкціях і спорудах визначається такими непрямими методами:

1) пластичних чи пружно-пластичних деформацій за розмірами відбитків на його поверхні під дією динамічного і статичного навантаження;

2) пружного відскоку бійка після нанесення удару по поверхні бетону.

Величина відбитку чи пружного відскоку є непрямим показником міцності бетону на стискання. Остання визначається за тарувальними залежностями «відбиток (відскок) – міцність бетону», що мають кореляційний характер. Сумнів фахівців в останньому гальмувало впровадження цих методів. Вважалося, що оскільки випробовується поверхнева міцність, а точніше твердість бетону, неможливо оцінити міцність бетону в середині конструкції. Але накопичення відомостей про сталий характер кореляційної залежності „поверхнева твердість – міцність” спростувало ці сумніви, і неруйнівні випробування бетону знайшли широке застосування*. Їх офіційним визнанням стало видання в 1968р., а потім в 1972р. нормативних документів**, які не втратили свого практичного значення.

Поверхнева твердість. Зусилля, що передається через кульку чи штамп, сприймається контактною площиною, розміри якої незначні порівняно з розмірами всієї конструкції.

* Значний внесок у вирішення цієї проблеми зробив професор КНУБіА М.А. Новгородський, який у 1963 р. опублікував свої дослідження в книзі „Контроль прочності бетона в конструкциях без разрушения”. – К.: ГСИ УССР.

** Указания по испытанию прочності бетона в конструкциях и сооружениях неразрушающими методами с применением приборов механического действия (РУ 171-67).. – К.: Будівельник. 1968.
Руководство по контролю прочності бетона в конструкциях приборами механического действия. – М.: СИ., 1972.

На площадці вимірювання виникають значні контактні деформації, які різко убувають при віддаленні від зони контакту. Окрім пружних деформацій, у зоні контакту відбувається досить розвинута пластична деформація. Саме це дає можливість судити не тільки про властивості цементно-піщаної складової, а й про властивості всього матеріалу.

Пружний відскок. Після контакту маси m_1 , що падала з висоти h_1 , з поверхнею тіла масою m_2 вона відіб'ється на висоту h_2 . Якщо висоту падіння h_1 залишити постійною, а тіла, на які маса m_1 падає, змінюються за фізико-механічними властивостями, то висота відскоку від них буде різною. Це залежить від втрати кінетичної енергії і кількісно оцінюється коефіцієнтом відновлення $k = \sqrt{h_2/h_1}$, який характеризує ступінь пружності тіла. На цьому ґрунтується принцип визначення міцності бетону методом пружного відскоку.

Оцінювання міцності бетону. Кореляційні залежності „вимірювальний параметр – міцність бетону при стискуванні” встановлюються дослідним шляхом – паралельним дослідженнями бетону в зразках-кубах одним з неруйнівних методів для визначення поверхневої твердості чи величини пружного відскоку, а потім встановленням кубикової міцності при випробуванні зразків до руйнування. При обстеженні конструкцій часто складаються такі ситуації: відсутність тарувальних залежностей для бетону; не збереглися контрольні зразки-кубики в необхідній кількості; відсутня можливість для відбирання зразків або не збереглась документація щодо виготовлення бетону. В таких випадках міцність бетону визначають за методикою, викладеною в главі 18.

17.2. Дослідження міцності бетону приладами визначення поверхневої твердості

Прилад НДЖБ. Прилад (рис.3.87, а) встановлюється на конструкцію; між штампом і поверхнею конструкції розміщують паперову стрічку з

копіювальним покриттям. Під дією гідродомкрата штамп удавлюється в бетон, і на папері фіксується відбиток – деформація бетону.

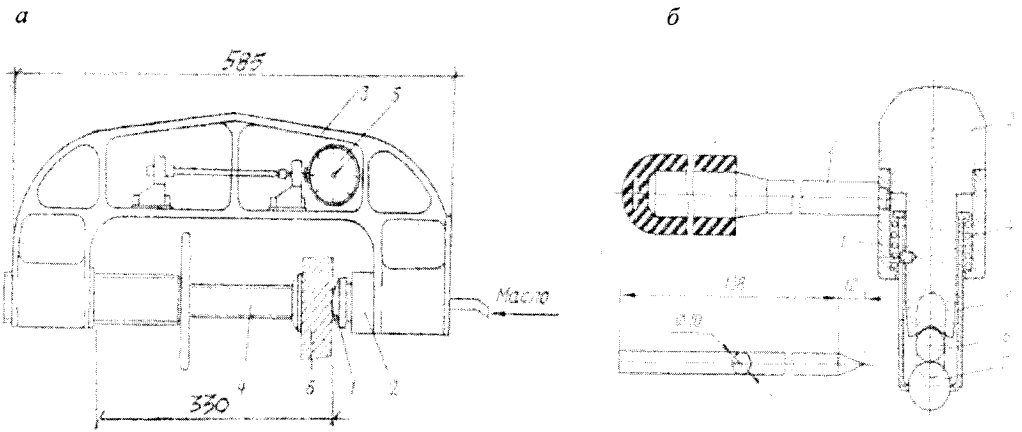


Рис.3.87. Прилади для визначення поверхневої твердості:

a – прилад НДІЖБ:

1 – штамп; 2 – циліндр з поршнем; 3 – скоба-динамометр; 4 – упор; 5 – індикатор;

б – конструкція, що випробовується;

б – еталонний молоток Кашкарова:

1 – корпус; 2 – рукоятка; 3 – головка; 4 – пружина; 5 – штамп для відбитку для кульки;

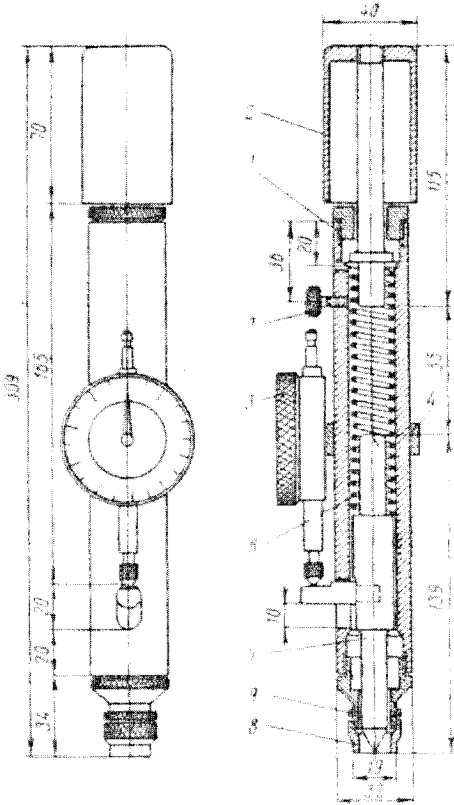
6 – еталонний стрижень; 7 – кулька

Контроль величини зусилля, з яким відбувається вдавлювання штамп, здійснюється або індикатором, установленим на пружній скобі, яка править динамометром, або манометром.

Еталонний молоток. Прилад (рис.3.87,*б*) споряджено сталевим змінним стрижнем, виготовленим з круглої гладкої арматурної сталі А-1 твердістю 200 дан/см² (20 МПа). Поверхня кульки повинна бути без дефектів; при виявленні останніх кулька замінюється на нову. Перевагою еталонного молотка є те, що на його використання не впливає розташування поверхні елемента в просторі. Головне – наносити удари перпендикулярно до поверхні. Прилад легкий і зручний для проведення оперативного дослідження.

Прилад М.А. Новгородського (рис.3.84). Наконечник стрижня виконано з металокерамічного сплаву ВК-2 твердістю по Роквеллу 90 і кутом загострення 60°. Прилад встановлюють перпендикулярно до поверхні і натискають на стакан, який стискує пружину зусиллям 0,01 кН. Наконечник стрижня

заглиблюється в поверхню, що фіксується індикатором годинникового типу з точністю до 0,01 мм.



Перевага приладу полягає в тому, що він дає можливість отримати результати по індикатору безпосередньо під час випробування, що значно скорочує його термін і спрощує отримання величини відліку.

Рис. 3.88. Прилад Новгородського:
1 – корпус; 2 – стакан; 3 – індикатор; 4 – кріплення індикатора; 5 – стрижень з наконечником; 6 – пружина; 7 – гвинт; 8 – опорне кільце; 9 – контргайка

Підвищується точність вимірювань внаслідок відсутності проміжних вимірювальних пристроїв і пов'язаних з цим помилок.

17.3. Дослідження бетону приладами визначення пружного відскоку

Прилад системи КІСІ (рис.3.89). У середині опорної втулки знаходиться ударник, який сприймає удар бойка що ковзає по направляючому стрижню під дією розтягнутої пружини.

Пружина звільняється пусковою кнопкою. Зовні на корпусі закріплена шкала, вздовж якої переміщується вказівна стріла, що знаходиться в нижньому початковому положенні.

Перед випробуванням кільце одночасно з бойком-масою переміщують в крайнє верхнє положення і фіксують стопорною скобою. Після встановлення приладу на місце випробування натискають пускову кнопку. Бойок під дією

розтягнутої пружини вдаряє по ударнику і відскакує від нього, зачепив і переміщуючи стрілку, яка фіксується на межі відскоку. Величина відскоку є мірою міцності бетону.

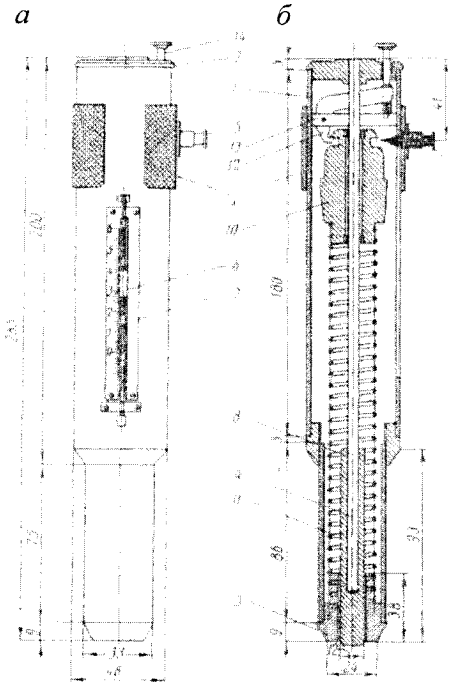


Рис.3.89. Прилад системи КІСІ:
 1 – корпус; 2 – кришка; 3 – втулка опора; 4 – кільце; 5 – взводна кнопка; 6 – стрілка; 7 – шкала; 8 – бойок; 9 – направляючий стрижень; 10 – бойок; 11 – пружина; 12 – стопорна скоба; 13 – шайба скоби; 14 – пускова кнопка

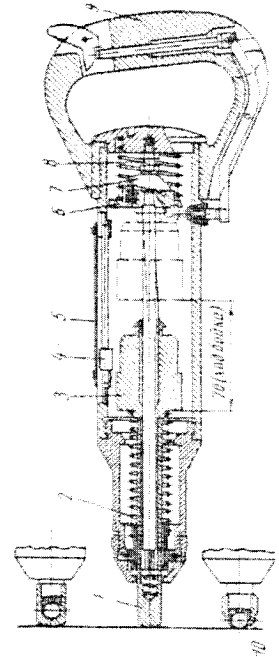


Рис.3.90. Прилад типу (Київметробуду):
 1 – ударник; 2 – ударна пружина; 3 – бойок; 4 – показчик; 5 – шкала; 6 – тримач; 7 – заскочка; 8 – упорний болт; 9 – рукоятка; 10 – кульковий наконечник

Прилад типу КМ (рис.3.86). Прилад являє собою пружинний напівавтомат ударної дії з заданою енергією удару. При випробуванні прилад установлюють щільно до поверхні конструкції. Тримаючи його за рукоятку, натискають на ударник. При цьому бойок зводиться, розтягуючи ударну пружину. Тримач із заскочкою звільнює бойок, він ударяє по ударнику і відскакує від нього з показчиком висоти відскоку.

ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ БЕТОНУ ПРИЛАДАМИ ЛОКАЛЬНОГО РУЙНУВАННЯ

18.1. Визначення міцності бетону

При будівництві масивних бетонних і залізобетонних об'єктів уже давно були запропоновані різні способи контролю міцності бетону як у процесі його твердіння, так і після набирання проектної міцності і в будь-який момент експлуатації об'єктів. Для використання цих способів в об'єктах заздалегідь необхідно передбачити спеціальні конструктивні заходи. Ознайомимось з трьома способами.

Перший спосіб полягає в тому, що під час бетонування в тіло об'єкта закладають спеціальні стрижні, які висмикують відповідно до плану дослідження за міцністю бетону (рис.3.91, а). По зусиллю висмикування оцінюють міцність бетону.

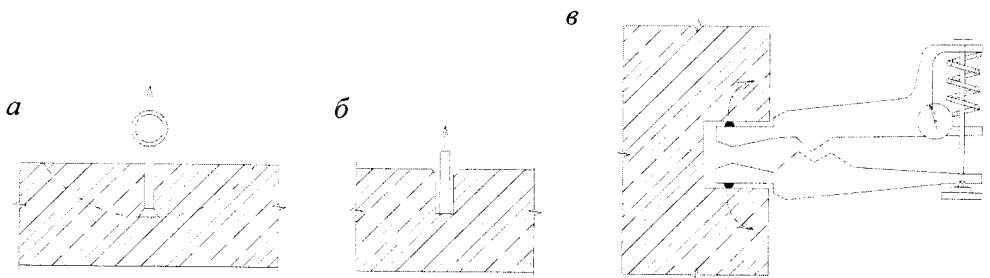


Рис.3.91. Способи контролю міцності бетону

У другому способі при бетонуванні об'єкта закладаються змазані машинним мастилом відрізки труби, які через 12...24 год. виймаються. Утворений таким чином бетонний циліндр (рис.3.91, б) після твердіння відривається від бетонного масиву. За визначеною в лабораторних умовах міцністю бетону встановлюється марка бетону для конкретної ділянки.

У третьому способі при бетонуванні об'єкта влаштовують спеціальні ніші (рис. 3.91, в), в які в визначені моменти спостереження за об'єктом встановлюють важільний прилад з динамометром. Попередньо прилад протарований для встановлення залежності між міцністю бетону і руйнівним зусиллям на виколування бічних граней ніши.

18.2. Застосування приладу сколювання ребра

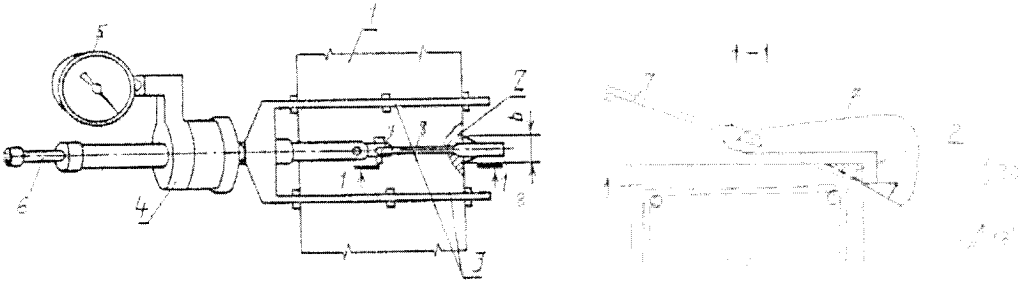


Рис.3.92. Прилад для сколювання ребра:

1 – конструкція; 2 – бетон, що сколюється; 3 – пристрій УРС; 4 – циліндр тиску; 5 – манометр; 6 – поршень; 7 – тяжі; 8 – пристрій для сколювання з зубом з твердого матеріалу

У цьому способі отримав розвитку розглянутий у попередньому параграфі спосіб визначення міцності бетону шляхом локальних руйнувань (рис. 3.92). Прилад складається з пристрою УРС і робочого циліндра з манометром. За допомогою УРС прилад закріплюється на конструкції, і пристрій для сколювання з наконечником (зубом) з твердого матеріалу приводиться в щільний контакт з бічною поверхнею конструкції, для того щоб при переміщенні поршня і тяжу не відбулося різкого прикладання зусилля. Місцеве руйнування бетону ребра відбувається на ділянці довжиною 60...80 мм. Прилад постачено градуйованою залежністю „міцність бетону – зусилля сколювання”, яка отримана на бетонних кубах з розміром грані 200 мм.

18.3. Застосування приладу комплексної дії

Загальний вигляд гідравлічного прес-насоса показано на рис.3.93, а. При випробуванні бетону на відрив зі сколюванням стан поверхні бетону не впливає

на результат, тому що при висмикуванні контрольного стрижня (рис.3.93, в) бетон руйнується на глибину 5 см (рис.3.93, в). Цей спосіб рекомендується для визначення міцності бетону в масивних конструкціях.

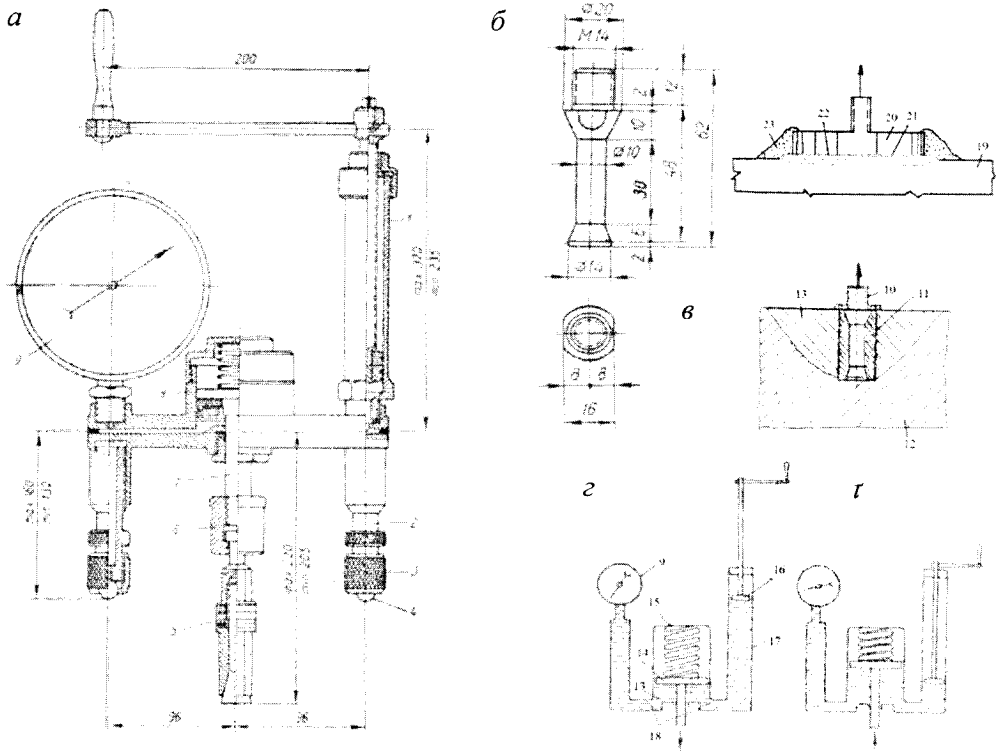


Рис. 3.89. Прилад ГПНВ-5:

а – загальний вигляд; *б* – контрольний стрижень; *в* – руйнування бетону;
г, г – прес-насос відповідно в вихідному положенні і при випробуванні;
 1 – насос; 2 – висувна ніжка; 3 – наконечник; 4 – кулька; 5 – розтискний конус; 6 – підвісна муфта; 7 – шток; 8 – робочий циліндр; 9 – манометр; 10 – контрольний стрижень; 11 – рифлені шоки; 12 – бетон конструкції; 13 – бетон, що руйнується; 14 – робочий поршень; 15 – поворотна пружина; 16 – поршень насоса; 17 – насос; 18 – маслопровід; 19 – конструкція; 20 – сталевий диск; 21 – епоксидний клей; 22 – бетон, що відривається; 23 – гіпс

Завдяки тому, що при відриві сталевого диску, приклеєного до поверхні бетону (рис.3.93, б), відбувається менше руйнування, такий спосіб застосовується для випробування не тільки масивних конструкцій.

Прилад ГПНВ-5 дозволяє визначити міцність бетону одночасно по двох непрямих показниках міцності за тарувальними залежностями. Випробування відбувається в такій послідовності.

1. У шпур встановлюється контрольний стрижень з рифленими шочками і розклинається за рахунок розсування сегментних секторів. Потім встановлюється прилад і за допомогою штока і муфти з'єднується з контрольним стрижнем. Під кожен кульковий опору підкладають аркуш чистого паперу, а зверху – аркуш копіювального паперу. Повільним обертанням ручки насоса утворюється тиск (рис.3.93, *г, і*), який забезпечує зусилля 100 кН. Потім тиск знімається обертанням ручки в протилежний бік і з-під ніжок виймаються аркуші паперу з відбитками. Діаметри відбитків вимірюють прозорою пластинкою з концентричними колами, нанесеними через 0,5 мм.

2. Після цього повторним обертанням ручки насоса тиск підвищують до виривання стрижня. Величина цього тиску фіксується манометром. Середнє значення виривного зусилля визначається з точністю до 0,5 кН як середнє арифметичне виривних зусиль серії випробувань.

18.4. Дослідження міцності легких бетонів

Щоб установити міцність легких високопористих бетонів, немає необхідності створювати значні виривні зусилля. Тому замість гідравлічних пресів можна обійтися звичайними домкратами, як показано на рис.3.94.

У конструкції в місцях дослідження висвердлюються отвори діаметром 3 мм і глибиною до 40 мм. В ці отвори вкручуються гвинтові стрижні діаметром 6 мм. Обертанням рукоятки домкрата утворюється зусилля, достатнє для виривання стрижня з бетону.

Шкала динамометра протарована на зразках-кубах з ребром $10 \times 10 \times 10$ см.

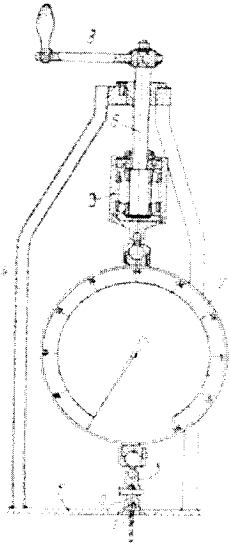


Рис.3.94. Схема приладу:

1 – гвинтовий контрольний стрижень; 2, 3 – гвинтові муфти; 4 – стійка домкрата; 5 – опорна пластина; 6 – гвинт-тяги; 7 – динамометр; 8 – рукоятка; 9 – домкрат

ПРОВЕДЕННЯ ДОСЛІДЖЕНЬ І ОЦІНЮВАННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ

19.1. Загальні вимоги

Прилади механічної дії допускається застосовувати для орієнтовного оцінювання міцності бетону при відсутності тарувальних залежностей для бетону конструкцій, які обстежуються.

Дослідження бетону слід виконувати при комплексному застосуванні приладів як на принципі отримання відбитків, так і на принципі пружного відскоку і виривання стрижнів. Для отримання більш об'єктивних результатів слід провести дослідження бетону фізичним методом.

Можна проводити дослідження на будь-яких поверхнях конструкцій. Однак ділянки для випробувань рекомендується вибирати на вертикальних поверхнях. На горизонтальній поверхні цементно-піщана плівка повинна бути повністю видалена і ділянка зачищена карборундовим диском.

До $\frac{2}{3}$ ділянок слід вибирати в найбільш напружених зонах конструкцій. Решта ділянок мають бути розподілені рівномірно по поверхні конструкції з обов'язковою перевіркою місць, у яких бетон по зовнішньому вигляду здається менш міцним. Не слід вибирати місця, де стикаються дошки опалубки. Вибрані ділянки повинні бути гладкими і відшліфованими наждачним каменем. Якщо поверхневий шар бетону зруйнований внаслідок пересушування, циклічного заморожування або ерозії, то його слід зачистити металевими щітками чи піскоструйним апаратом.

При виборі місць проведення досліджень бетонних конструкцій слід дотримуватися таких рекомендацій:

- неармовані фундаментні блоки; - одна грань блока;
- колони, палі, опори і т.п.; - кожний метр довжини;

- плити, панелі;
- балки, ригелі прольотом до 6 м;
- тяжі прольотом до 18 м;
- ферми;
- у верхній і нижній зонах;
- стиснута зона;
- стиснута зона і приопорні перерізи;
- в трьох місцях кожного поясу і в опорних стиснутих підкосах.

У кожному випадку кількість і розміщення ділянок для дослідження і місця досліджень на ділянках установлюють за результатами візуального огляду конструкцій і відповідно до програми обстеження технічного стану конструкцій.

Міцність бетону необхідно визначати в місцях, віддалених від арматури, розміщення якої встановлюється фізичним методом, наприклад магнітним.

Дослідження бетону в конструкціях повинно проводитись при позитивній його температурі. В разі проведення обстеження конструкцій при негативній температурі слід поверхні бетону в місцях його дослідження поступово і рівномірно прогріти.

Бетон досліджується при нормальному стані його поверхні – повітряно-сухому. Підсушувати бетон на відкритому повітрі слід при позитивній температурі повітря протягом не менш як 48 годин. Допускається прискорення підсушування поверхні бетону на вибраних для випробування ділянках, наприклад інфрачервоним промінням, при температурі, що не перевищує 50 °С.

Правомірність тарувальних залежностей перевіряють і уточнюють періодичними (не рідше одного разу за 3 міс.) випробуванням 18 зразків неруйнівним способом, а потім машинним випробуванням.

Величина відскоку, відбитка чи співвідношення діаметра відбитка на бетоні до діаметра відбитка на еталоні обчислюється як середнє арифметичне з п'яти, а зусилля, необхідне для випробування бетону на відрив, а також відрив зі сколюванням – з трьох випробувань. У випадку якщо окремі часткові величини відскоків і зусиль випробування перевищують відповідно ± 15 і $\pm 20\%$, а діаметри відбитків чи співвідношень $d_0/d_{em} \pm 25\%$ середнього арифметичного, то вони в розрахунках не беруться, і випробування продовжуються, поки буде

отримано необхідну кількість часткових результатів, які задовольняють цим вимогам.

При виборі приладу і способу дослідження для кожного випадку обстеження конструкцій бажано, якщо є можливість, орієнтовно оцінити очікувану міцність бетону і користуватися такими рекомендаціями:

Міцність бетону

5...30 МПа

10...40 МПа

10...50 МПа

Прилад (спосіб випробування)

еталонний молоток, КМ (по відбитку);

КМ, КІСІ (по відскоку); ГПНВ-5 (по відриву);

НДІЖБ, ГПНВ-5 (комплексний).

При великому об'ємі досліджень і для отримання більш надійних результатів доцільно дотримуватись такого порядку дослідження: спочатку більш оперативним приладом і способом (еталонним молотком, КМ, КІСІ) виявити найменш міцні ділянки конструкції, а потім визначити міцність більш точними приладами (НДІЖБ, ГПНВ-5).

Спосіб випробування бетону на відрив зі сколюванням слід застосовувати для таких ділянок конструкцій, щоб в результаті випробувань не знизилась її несуча здатність, тому він частіше застосовується при обстеженні масивних конструкцій. Значно менші локальні руйнування спричинює комплексний спосіб з відривом приклеєного диску; він придатний для обстеження не тільки масивних конструкцій.

Слід уникати дослідження в місцях, де виявлено зерна крупного наповнювача. Відбитки, отримані в таких місцях, мають нерівні окрайки, і їх не можна враховувати.

19.2. Дослідження міцності бетону визначенням поверхневої твердості

Дослідження сферичним штампом. Прилад НДІЖБ (рис.3.87,а) встановлюється на конструкцію так, щоб вісь поршня домкрата була перпендикулярна до поверхні бетону. Зміщення і поворот штампа після початку

випробування не допускається. Зусилля повинно наростати повільно зі швидкістю не більше ніж 10 кН/сек. Кінцева величина зусилля фіксується з точністю $\pm 2\%$. Витримування при максимальному зусиллі повинно бути не менш як 30 сек.

Універсальний штамп має радіус кривизни 140 мм і дає змогу при зусиллях утискування 15...20 кН досліджувати бетони в діапазоні міцностей від 10 до 50 МПа. Для дослідження бетону з очікуваною міцністю ≤ 10 МПа використовується штамп з радіусом кривизни 240 мм при максимальному зусиллі утискування 10 кН, а для дослідження бетону з очікуваною міцністю ≥ 50 МПа використовується штамп з радіусом 100 мм при зусиллі утискування 22 кН.

Діаметри відбитків на бетоні повинні бути в межах 12...24 мм. Якщо вони більші або менші вказаних меж, то зусилля слід відповідно змінити.

Відстані між точками прикладання зусиль повинні бути не менші від чотирьох радіусів штампа, але не менші ніж 40 мм від краю конструкції і один від одного.

Відстань від центра відбитка до найближчого арматурного стрижня як у напрямку штампування, так і в перпендикулярній до нього площині, повинна бути не менша двох діаметрів відбитка.

Відбиток, що потрапив на раковину, площа якої понад 15% його площини, або він має співвідношення взаємно перпендикулярних діаметрів $> 1,2$ в розрахунок не приймається. Діаметри відбитків вимірюються з точністю до 0,5 мм. Відбитки вимірюються за допомогою прозорої плівки, на яку нанесено кола різного діаметра з кроком 0,5 мм. При використанні кутового вимірювача його сумішують з відбитком до торкання лінійками кутика окрайка відбитка. Розмір відбитка в 10 разів менший від різниці значення поділки, якої торкнувся відбиток, і нульового відліку.

Дослідження еталонним молотком. Еталонний молоток є портативним приладом. Він використовується тоді, коли необхідно дослідити велику кількість ділянок конструкцій у порівняно короткий термін.

Кулька та еталонні стрижні повинні бути чистими, сухими і без дефектів.

Якщо визначається міцність бетону на вузьких ребрах конструкцій, еталонний молоток установлюють щільно до поверхні у вибраному місці і по ньому наносять удар слюсарським молотком.

Центри відбитків намічаються на відстані ≥ 30 мм один від іншого і в місцях, віддалених від арматури стрижнів не менш ніж на 20 мм.

Після кожного удару еталонний стрижень пересувається так, щоб відстань між центрами двох відбитків становила ≥ 10 мм. Необхідно слідкувати за тим, щоб відбитки розміщувались по прямій лінії. На еталонному стрижні їх може бути до 40 по чотирьох твірних, що проходять через точки, розміщені по кінцях взаємно перпендикулярних діаметрів перерізу стрижня.

Відбитки на поверхні бетону нумерують. Після виконання серії ударів стрижень виймають з приладу і останній відбиток на ньому позначають.

Відбитки на поверхні бетону вимірюють у двох взаємно перпендикулярних напрямках і знаходять середнє значення. Відбитки на еталоні вимірюються по більшому діаметру еліпса.

Дослідження бетону приладами, що ґрунтуються на принципі пружного відскоку. При використанні цього способу необхідно виключити можливість будь-якої вібрації конструкції, яка досліджується. Це особливо стосується малогабаритних конструкцій.

Відстань між точками нанесення ударів повинна бути ≥ 30 мм, а від арматури чи краю конструкції – 50 мм.

Перед початком дослідження перевіряється стабільність роботи приладу. Виконується це таким чином. В одній точці наносять ≈ 50 ударів для отримання наклепу, що забезпечує постійну величину відскоку, яка приймається за характеристику приладу. Потім наносять удари в інших точках. Якщо висота відскоку не відрізняється від установленної характеристики більше ніж на 2,5%, то прилад працює стабільно. Інший результат свідчить про несправність приладу, яку треба усунути.

Дослідження бетону приладом ГПНВ-5. Комплексний спосіб дослідження бетону рекомендується застосовувати для оцінювання міцності бетону в монолітних і збірних бетонних та залізобетонних конструкціях товщиною не менше ніж 60 мм і переважно таких, для яких немає даних щодо складу бетону, в умовах формування і твердіння, а також при нерівній або пошкодженій поверхні конструкцій.

Визначення міцності бетону при різних способах дослідження висвітлено в 19.3.

Спосіб відриву зі сколюванням.

Бетон досліджують на ділянках, вільних від арматури, і з таким установленням приладу на конструкції, щоб відстань від осі виривного стрижня чи розтискного конуса була не менша ніж 80 мм до грані конструкції.

Отвори в бетоні просвердлюють свердлом з алмазним наконечником діаметром 25 мм і глибиною 55 мм. Точність отриманих результатів залежить від правильності закладки виривного стрижня чи розтискного конуса та встановлення на поверхні конструкції приладу. Якщо при закладанні стрижня (конуса) допущено значний перекид, то випробування проводити не можна.

На кожній ділянці, де визначається міцність бетону, слід провести три дослідження в місцях на відстані 200...300 мм одне від іншого. Якщо найменше зусилля виривання відрізняється від середнього арифметичного двох інших більш ніж на 20%, то цей результат в розрахунок не приймають. Проводять додаткові дослідження, поки не буде отримано бажаного результату.

Спосіб відриву диск. Місце приклейки сталевого диска очищують абразивом від цементної плівки на глибину 2...3 мм і знепилюють. Потім наклеюють силікатним клеєм паперове кільце, внутрішній діаметр якого дорівнює діаметру диска. Це запобігає зчепленню епоксидного клею, що витікає з-під диска, з бетоном. Використовують клеї на смолах ЕД-6 пластичної консистенції з додаванням цементу (40 ваг. частин на 100 ваг. частин смоли).

Клей наносять шаром 1...1,5 мм, і до нього притискують диск зусиллям 0,015...0,02 кН. При встановленні диска на вертикальну чи похилу поверхню

для фіксації його положення диск по контуру обмазують гіпсовим розчином і притримують його до затвердіння гіпсу. Перед установленням приладу ГПНВ-5 гіпс прибирають.

Якщо відрив відбувся по всій площині диска, то площа відриву дорівнює $A = \pi d^2/4$. Якщо відрив відбувся не по всій площині диска і площа, по якій відрив не відбувся, не перевищує 20%, то визначається фактична площа відриву. У випадку, якщо площа відриву становить менше ніж 80% площини диска, то це випробування не враховується.

Напруження відриву на кожній ділянці дослідження конструкції визначається як середнє арифметичне не менш трьох випробувань. Часткові результати, що відрізняються від середнього більш ніж на $\pm 15\%$, не враховуються. Дослідження продовжуються, поки не будуть отримані хоча б три задовільні результати.

Спосіб утисування кульок. Порядок проведення дослідження бетону приладом ГПНВ-5 описаний у 18.3.

Після отримання перших двох відбитків на ділянці конструкції, що досліджується, прилад обертають навколо стрижня чи розтискного конуса і повторюють випробування для отримання не менше трьох пар відбитків.

Величина відбитка визначається як середнє арифметичне двох взаємно перпендикулярних діаметрів. Неякісні відбитки не враховуються.

19.3. Оцінювання результатів досліджень

Мінімальна можлива міцність бетону окремої ділянки конструкції, яка досліджувалась, визначається за формулою

$$R'_{i \text{ min}} = R_i (1 - \varepsilon), \quad (3.15)$$

де R_i – середнє значення міцності бетону по величині відскока, відбитку, зусилля виривання для даної ділянки по тарировочній залежності;

ε – гранична погрішність визначення міцності бетону по тарувальній залежності, яка дорівнює:

$$\varepsilon = t_{\alpha} \cdot S_{map}. \quad (3.16)$$

Коефіцієнт t_{α} приймається залежно від кількості випробувань:

кількість випробувань	t_{α}
10...15	2,3
16...20	2,2
>20	2,1

Середня квадратична похибка при використанні вибраної тарувальної залежності

$$S_{map} = \sqrt{1 - N \left(\frac{R_{икуб}}{R_{imap}} - 1 \right)^2}, \quad (3.17)$$

де $R_{икуб}$ – фактична середня міцність трьох зразків-кубів (ці дані додаються до тарувальної залежності);

R_{imap} – середня міцність бетону трьох зразків-кубів, що визначена за тарувальною залежністю;

N – кількість серій, що складаються з трьох зразків-кубів.

Врахування невідповідності вибраній тарувальній залежності відносно бетону конструкції, яка досліджується, враховується коефіцієнтом $k_{вік}$, який враховує різницю у віці бетону конструкції і зразків-кубів, по яких отримано тарувальну залежність. Тоді дійсна мінімальна міцність бетону конструкції становить:

$$R_{i\ min} = R'_{i\ min} \cdot k_{вік} \quad (3.18)$$

Значення коефіцієнта $k_{вік}$:

Спосіб вимірювання результатів випробування	Вік бетону, доби				
	90	180	360	500	≥1000
По відбитках	0,8	0,75	0,7	0,63	0,6
По пружному відскоку	0,9	0,85	0,8		

Міцність бетону всієї конструкції оцінюють так:

а) середня міцність бетону конструкції

$$R_{серед} = \sum R_i / n, \quad (3.19)$$

де n – кількість ділянок;

б) середнє квадратичне відхилення міцності бетону в конструкції

$$S_k = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (R_i - R_{\text{серед}})^2}; \quad (3.20)$$

в) гранична похибка визначення середньої міцності бетону в конструкції

$$P = \frac{t_\alpha S_k}{R_{\text{серед}}}; \quad (3.21)$$

г) гранична погрішність визначення міцності бетону конструкції
непрямими методами

$$\delta = \sqrt{\varepsilon^2 + P^2}; \quad (3.22)$$

г) коефіцієнт зниження середньої міцності бетону конструкції

$$K_n = 1 - \delta; \quad (3.23)$$

е) міцність бетону в конструкції

$$R_\sigma = R_{\text{серед}} \cdot K_n. \quad (3.24)$$

При випробуванні бетону приладом комплексної дії чи приладами, що ґрунтуються на різних принципах випробування, середнє значення міцності бетону окремої ділянки конструкції визначається за формулою

$$R_{\text{компл}} = \sum \frac{R_m}{(R_m \cdot \varepsilon_m)^2} / \sum \frac{1}{(R_m \cdot \varepsilon_m)^2}. \quad (3.25)$$

де R_m – значення міцності, отримане окремим способом випробування бетону;

n – кількість застосованих неруйнівних способів.

Далі визначення міцності бетону в конструкції виконується за наведеною методикою.

НЕРУЙНІВНІ МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ МЕТАЛУ І ДЕРЕВИНИ

20.1. Дослідження міцності сталі

Між міцністю сталі та її поверхневою твердістю існує значно більш сталий зв'язок, ніж для бетону, і спосіб визначення міцності сталі по її поверхневій твердості отримав у практиці обстеження конструкцій широке застосування.

Ударний спосіб. Застосовується для визначення межі міцності сталі спосіб вдавлюванням кульки з використанням приладу Польді (рис.3.95). Прилад устанавлюється на очищену поверхню металевго елемента і по стрижню сильно ударяють молотком. На поверхні елемента конструкції і на еталонному бруску залишаються відбитки.

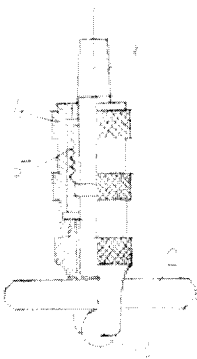


Рис. 3.91. Прилад Польді:
1 – стрижень; 2 – еталонний брусок; 3 – сталева кулька;
4 – корпус; 5 – пружина

Кожен відбиток вимірюється по двох взаємно перпендикулярних напрямках і знаходяться розрахункові діаметри відбитків на еталоні та на елементі конструкції – $d_{e.к} = \sqrt{d_1 \cdot d_2}$. Найточніші результати дослідження отримуються тоді, коли твердість еталонного бруска близька до твердості матеріалу конструкції. Тому пропонується при дослідженні мати набір еталонних брусків різної відомої твердості.

Шляхом пробних досліджень підбирається еталон, на якому отримується відбиток приблизно близький до відбитка на елементі конструкції. При проведенні дослідження на зворотному боці елемента не повинно з'являтися ніяких ознак, за якими можна було б виявити це місце.

В іншому випадку подібні відбитки не враховуються. Це важливе зауваження, оскільки поява ознак на зворотному боці вказує на те, що це вже не визначення поверхневої твердості металу. Пробними дослідженнями підбирається не тільки еталон, а одночасно й сила удару, якщо випробування здійснюється на тонкостінних ділянках елементів, наприклад, на стінці швелера.

Твердість металу визначається за формулою:

$$HB = HB_0 \frac{D - \sqrt{D^2 - d_e^2}}{D - \sqrt{D^2 - d_k^2}}, \quad (3.26)$$

де HB_0 – твердість металу еталонного бруска;

D – діаметр кульки.

Від твердості можна перейти до тимчасового опору сталі, МПа:

$$R_y = 0,35HB. \quad (3.27)$$

Похибка визначення міцності сталі становить $\pm 12\%$.

Для визначення діаметрів відбитків на еталонному бруску і на поверхні елемента використовується кутиковий шаблон (рис.3.96), за допомогою якого можна вимірювати діаметр з точністю до 0,1 мм. Шаблон виготовлено з двох сталевих вимірювальних лінійок. Кінці лінійок сточують так, щоб вони стикалися на позначках, що дорівнюють 10 мм. Інші розміри кутикового шаблону показані на рисунку. При вимірюванні відбитку шаблон насувається на нього так, щоб крайки відбитка сумістилися з внутрішніми гранями лінійок на однакових поділках. Із зафіксованої поділки слід відняти нульовий відлік, який дорівнює 100 мм, і розділити на 10. В результаті отримується шуканий діаметр відбитка.

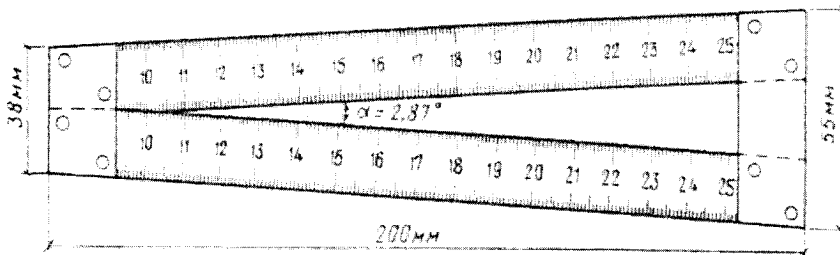


Рис.3.96. Кутиковий шаблон

Спосіб зрізування різьби. У місці випробування в елементі конструкції висвердлюється отвір, у якому нарізується різьба М5 (рис. 3.97). В отвір щільно

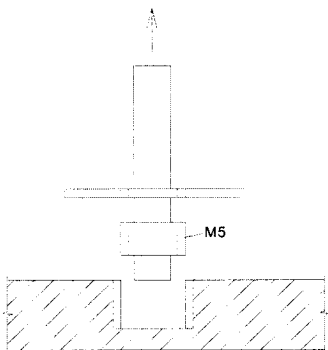


Рис. 3.93. Схема випробування

угвинчується спеціальний гвинт, виготовлений зі сталі 60С2. Гвинт висмикується силовим приладом, зусилля фіксується по динамометру.

Між зусиллям висмикування і міцністю металу конструкції існує стійка кореляція. За тарувальними залежностям „зусилля висмикування – міцність металу” знаходиться останнє.

20.2. Дослідження міцності деревини

При обстеженні дерев'яних конструкцій часто є можливість зробити вибірку брусків для виготовлення з них стандартних зразків з наступним їх випробуванням машинним способом за відповідними стандартами. Однак для ознайомлення розглянемо два способи визначення міцності деревини безпосередньо в конструкціях, у яких використовується принцип локального руйнування і які довели свою придатність при обстеженні конструкцій.

Вогнестрільний спосіб. Дуже простий у застосуванні спосіб, який дає змогу досить точно визначити міцність деревини в будь-якому елементі конструкції. Для випробування застосовується дрібнокаліберна гвинтівка з пристосуванням для здійснення пострілу з відстані 10 см від поверхні елемента. За тарувальною залежністю „глибина занурення кулі-міцність деревини” знаходять останнє.

Статичний спосіб. Принципова схема приладу показана на рис.3.98. Корпус приладу оснащено струбциною, за допомогою якої він закріплюється на досліджуваному елементі. При угвинчуванні свердла на циферблаті вимірювального пристрою через спеціальну систему кінематичної передачі фіксується робота, витрачена на просвердлювання отвору на встановлену глибину. Між роботою і міцністю деревини існує статистичний зв'язок.

Обидва розглянуті способи дають інтегральну характеристику міцності, що враховує неоднорідність будови деревини, наявність пороків і різну вологість по глибині. Це суттєва позитивна відмінність інтегральних способів визначення міцності деревини порівняно зі способами, що ґрунтуються на визначенні поверхневої твердості. Немає необхідності у визначенні вологості деревини, яка існуючими методами вимірюється лише в поверхневому шарі дерев'яних елементів.

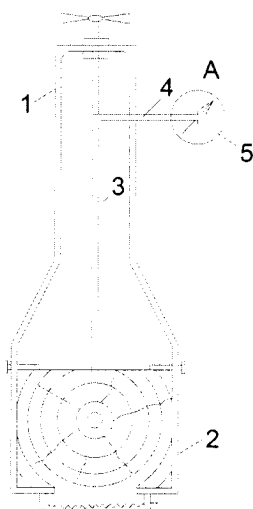


Рис.3.98. Схема приладу для визначення міцності деревини:
 1 – корпус; 2 – струбцина; 3 – свердло; 4 – кінематичний механізм;
 5 – циферблат

РОЗДІЛ ЧЕТВЕРТИЙ

**ФІЗИЧНІ МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ
МАТЕРІАЛІВ І НАПРУЖНОГО СТАНУ
КОНСТРУКЦІЙ**



ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

21.1. Стан питання

Внаслідок проведення обстеження технічний стан конструкцій встановлюється на підставі перевірки відповідності їх жорсткості, тріщиностійкості і несучої здатності нормам проектування. На відміну від випробування конструкцій, аналітичні розрахунки яких проведені за визначеними фізико-механічними характеристиками бетону й арматури, при обстеженні конструкцій такої можливості немає. Тому одночасно з розвитком неруйнівних механічних методів дослідження матеріалів безпосередньо в конструкціях набувають дослідження фізичні методи визначення як модуля пружності і міцності бетону, так і напружень в елементах конструкцій.

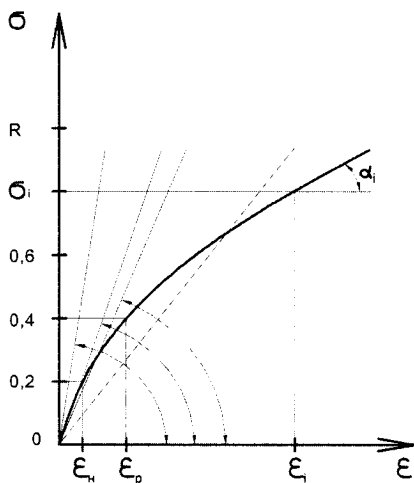


Рис.3.99. Характерна залежність „ σ - ϵ ” для бетону

Визначення модуля пружності.

Бетони тільки в самому першому наближенні можна розглядати як пружні тіла. Вони не мають ідеальної пружності, тому модулі пружності в них залежать від рівня напружень, тобто є змінними величинами. Відома нелінійна залежність „напруження-деформації” (рис.3.99) дає змогу пояснити різницю в модулях пружності, отриманих машинним випробуванням та акустичним імпульсним методом. У кожний момент напруженого

стану бетону модуль пружності, що отримав назву січний, дорівнює $E_c = \sigma_i \cdot \epsilon_i^{-1}$.

Нормативний модуль пружності бетону отримують при $\sigma = 0,2R$ (R -міцність бетону) за формулою:

$$E_n = \sigma_{0,2R} \cdot \varepsilon_n^{-1}. \quad (3.28)$$

При напруженнях у бетоні, що відповідають експлуатаційним навантаженням ($\sigma = 0,3R \dots 0,5R$):

$$E_p = \sigma_{0,4R} \cdot \varepsilon_p^{-1}. \quad (3.29)$$

Не заглиблюючись у фізичну суть визначення модуля пружності імпульсним акустичним методом, доведемо тільки те, що він, отримавши назву динамічний модуль, при $\sigma = 0,2R$ дорівнює

$$E_d = \sigma_i \cdot \varepsilon_n^{-1}. \quad (3.30)$$

З відношення

$$E_n / E_d = \sigma_{0,2R} \cdot \varepsilon_n^{-1} / \sigma_i \cdot \varepsilon_n^{-1} \quad (3.31)$$

отримаємо, що (3.2) видно, що нормативний модуль пружності менший від динамічного в $(1 + \psi_n)^{-1}$ разів, а розрахунковий – у $(1 + \psi_p)^{-1}$ разів. Величина ψ має назву коефіцієнт поглинання, що характеризує процес проходження ультразвукового імпульсу крізь бетон; цей коефіцієнт залежить від рівня напруження і щільності бетону. Теоретично проблема визначення коефіцієнта ψ вирішена, але технічні можливості устаткування з використанням імпульсного акустичного методу поки що не забезпечують достатньо точного його вимірювання.

Визначення міцності. Результати численних робіт з дослідження бетону акустичними методами свідчать про те, що між швидкістю поздовжніх ультразвукових хвиль і міцністю бетону спостерігається кореляційна залежність. Однак пошук універсальної залежності безпідставний. Тому запропоновано багато емпіричних залежностей для різних бетонів – більш точних для низькомарочних і легких бетонів і менш точних для інших бетонів. Кореляційні залежності „швидкість хвиль – міцність” отримувались для конкретного бетону при дослідженні його акустичним способом і руйнуванням зразків. Переносити, отримані таким чином, залежності можна тільки на бетони, близькі за своїм складом (маркою цементу, розміром наповнювача,

щільністю тощо). Такі залежності будувались для застосування переважно на заводах з виготовлення залізобетонних і бетонних конструкцій та елементів для оперативного контролю за їхньою якістю в процесі виготовлення і твердіння.

При проведенні обстеження споруди чи конструкції часто склад бетону і технологічні параметри його виготовлення невідомі. Застосування фізичного методу дослідження можливе при виконанні таких рекомендацій. Марка бетону конструкції не повинна бути більш ніж 40. Попередньо необхідно встановити щільність і вологість бетону фізичними методами в тих місцях конструкції, де передбачається дослідження міцності бетону. Якщо є можливість, то в одному з цих місць, найбільш безпечному, слід знайти міцність бетону неруйнівним механічним способом. Отримавши такі відомості, можна підібрати підходящу графічну чи емпіричну залежність для визначення міцності бетону акустичним методом. Спочатку слід провести дослідження акустичним методом близько до того місця, в якому визначена міцність бетону неруйнівним механічним способом. Зіставлення отриманих результатів дає поправковий коефіцієнт для коригування вимірювань міцності бетону. Як видно, застосування фізичного методу дослідження міцності бетону при обстеженні складно, а іноді й неможливо.

21.2 Визначення міцності бетону

Після проведення візуального огляду, обмірювання, дефектоскопії конструкції намічаються характерні місця для встановлення міцності бетону. Обов'язковими місцями є ті, від міцності яких залежить загальна несуча здатність конструкції. Визначення міцності в цих місцях проводиться в декількох точках. Слід брати точок більше трьох, оскільки не виключено відбракування деяких вимірювань, а для обчислення результатів мінімальна необхідна їхня кількість становить три на кожній ділянці дослідження.

Конструкцію прозвучують перпендикулярно напрямку укладання бетону (рис.3.100). Точки прозвучування намічають одна проти одної на протилежних гранях елемента так, щоб кут між лінією прозвучування і віссю найближчого

арматурного стрижня становив не менше як 30°. Температура навколишнього середовища при дослідженні повинна бути не вища ніж +30 °С і не нижча ніж 10 °С.

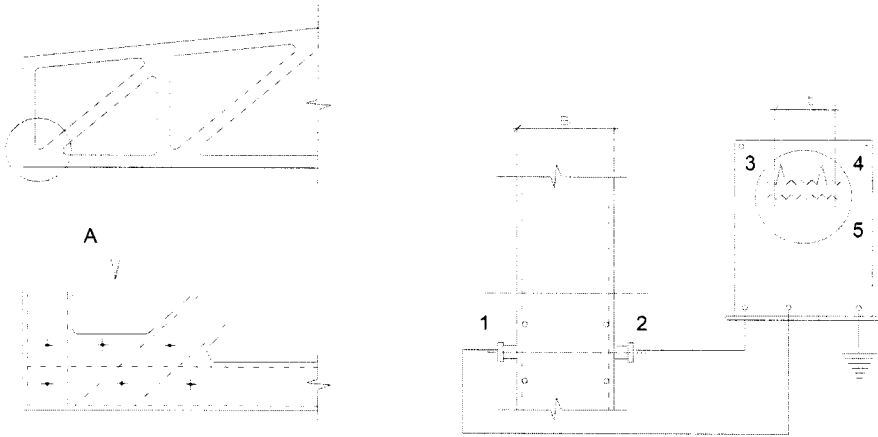


Рис.3.100. Приклад визначення міцності бетону в опорному вузлі ферми:
A – напрямок укладення бетону;
 1, 2 – перетворювачі коливань – відповідно збуджувач і приймач;
 3, 4 – збуджуючий і прийнятий імпульс; 5 – шкала часу

Довжину бази прозвучування вимірюють з точністю $\pm 0,5\%$. Сучасні прилади, наприклад УКБ-1, дають змогу вимірювати швидкість ультразвуку на базі до 1,5 м.

Після прогріву приладу з'єднують між собою перетворювачі і визначають на екрані „час перетворювачів” (це важливо при незначній товщині досліджуваного елемента. Для забезпечення надійного трансформування коливань п'єзокристалу в ультразвуковий імпульс у конструкції, а при виході з конструкції – навпаки, щільний контакт між поверхнею конструкції і перетворювачами досягається контактним шаром – солідолом, технічним вазеліном. Матеріал контактного шару не повинен змінюватися в процесі дослідження однієї конструкції.

Перетворювачі необхідно встановити строго співвісно, щоб запобігти помилці при визначенні часу проходження імпульсу крізь товщу елемента. Слід точно ідентифікувати на екрані приладу початковий зондуєчий імпульс і кінцевий прийнятий імпульс (див. рис.3.100). Безпосередньо перед

проведенням дослідження конструкції бажано зробити прозвучування зразка – куба виготовленого без внутрішніх дефектів для ознайомлення з видом максимуму сигналів – зонduючого і прийнятого.

За отриманими показниками міцності бетону в окремих точках визначають середню міцність бетону ділянки дослідження. Якщо потрібно визначити міцність бетону всієї конструкції за результатами показників середніх міцностей окремих ділянок, то слід провести статистичне оброблення результатів за методикою, наведеною в 19.3.

*Приклад 3.12. Дослідження акустичним методом міцності бетону монолітної рами-опори **

Опора являє собою раму, що складається з двох колон перерізом 120×170 см, заввишки 7 м і ригеля перерізом 213 × 180 см, довжиною 5 м. Необхідність дослідження міцності бетону виникла у зв'язку з тим, що в окремих випадках при бетонуванні опор міцність бетону в контрольних зразках-кубах виявилась нижчою від проектної.

Роботи по зведенню рами-опори не припинялись, і після їх завершення було прийнято рішення визначити технічний стан опори. Колони прозвучувалися в 10-ти перерізах по висоті, в 10-ти місцях кожного перерізу (рис.3.101). Розміщення перерізів налічувалось таким чином, щоб вони не збігалися з хомутами. Вздовж колон було розмічено розташування робочої арматури з тим, щоб місця встановлення шупів не збігалися зі стрижнями. Для цього зверху колон закріпили дерев'яні рамки, до яких прикріпили виски вздовж стержнів. Поверхню бетону по периметру колон у перерізах вирівняли і зашлифували. Для прозвучування застосовували шупи з частотою 25 кГц, для контактного змазування використовувався солідол. Базу прозвучування вимірювали з точністю до 1 мм.

За отриманими швидкостями проходження ультразвуку, користуючись тарувальною залежністю „ $V - R_{cm}$ ”, визначили дискретну міцність бетону для кожного прозвучування і середню міцність бетону в опорах. Виявилось, що остання дорівнює на стискання $R_{cm} = 10$ МПа замість 15 МПа за проектом.

Виконана одночасно дефектоскопія бетону показала, що місця низької міцності бетону (вони розповсюджувались на весь переріз) відповідають його незадовільному ущільненню. Коефіцієнт однорідності бетону виявився нижчим від допустимого за нормами, чинними на той час.

* Приклад взято зі статті: Л.И. Кошман. „Применение ультразвукового прибора типа УКБ для определения качества бетона на стройплощадках”. – В сб.: "Методы неразрушающего контроля качества железобетонных конструкций". – К.: Будівельник, 1972. – С. 65 – 69.

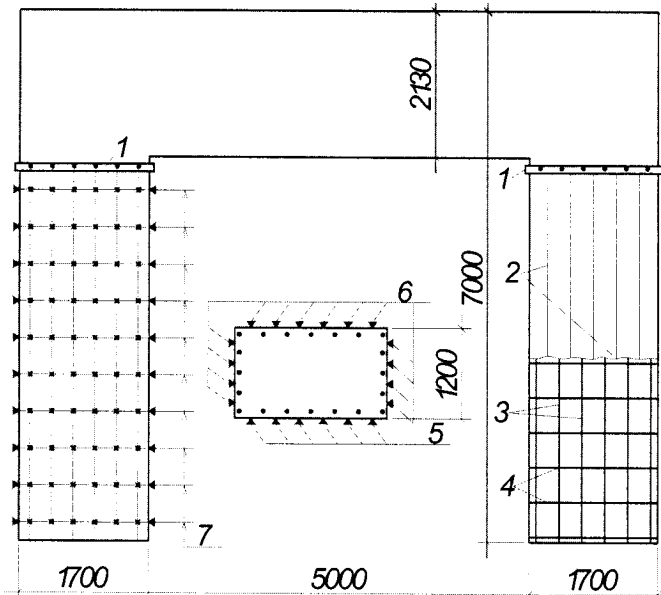


Рис.3.101. Прозвучування колон:
 1 – дерев'яні рамки; 2 – виски; 3 – робоча арматура; 4 – хомути;
 5 – шупи – збуджувачі коливань; 6 – шупи – приймачі коливань;
 7 – перерізи, в яких проводилось прозвучування колон

За результатами дослідження технічного стану опор було прийнято рішення, щодо їх підсилення. В ригелі рами подібної проблеми не з'явилося.

21.3. Визначення напруженого стану бетону

Можливості імпульсного акустичного методу не обмежуються дослідженням якостей бетону і його міцності, в принципі вони дають змогу контролювати і його напружено-деформований стан. Установлено, що параметри ультразвукового імпульсу, що пройшов крізь бетонну чи залізобетонну конструкцію, змінюються залежно від навантаження, яке діє на конструкцію. Склалося два міркування щодо причин, які викликають цей фізичний ефект. Їхня суть така. Перше міркування ґрунтується на уявленні про бетон як однорідну речовину, яка змінює свої фізико-механічні властивості при деформуванні під впливом зовнішнього навантаження, внаслідок чого змінюється швидкість імпульсу. Це міркування не пояснює факту відсутності

кореляційного зв'язку між параметрами імпульсу і напруженням, коли останнє перевершує рівень початку тріщиноутворення. Друге міркування вважає головною причиною змінення параметрів акустичного сигналу саме тріщини, тобто порушення структури бетону. В цьому випадку суть фізичного ефекту пояснюється тим, що при утворенні тріщин зростає шлях, який проходить імпульс крізь масив бетону, внаслідок чого зростають втрати енергії. Експериментальними дослідженнями встановлено параметр акустичного імпульсу, який чітко корелює з напруженням у бетоні, – це узагальнений коефіцієнт втрат (α_Σ). Використовуючи експериментально встановлені залежності $\sigma = f(\alpha_\Sigma)$, є можливість визначити напруження в бетоні, вимірюючи міру згасання акустичного сигналу.

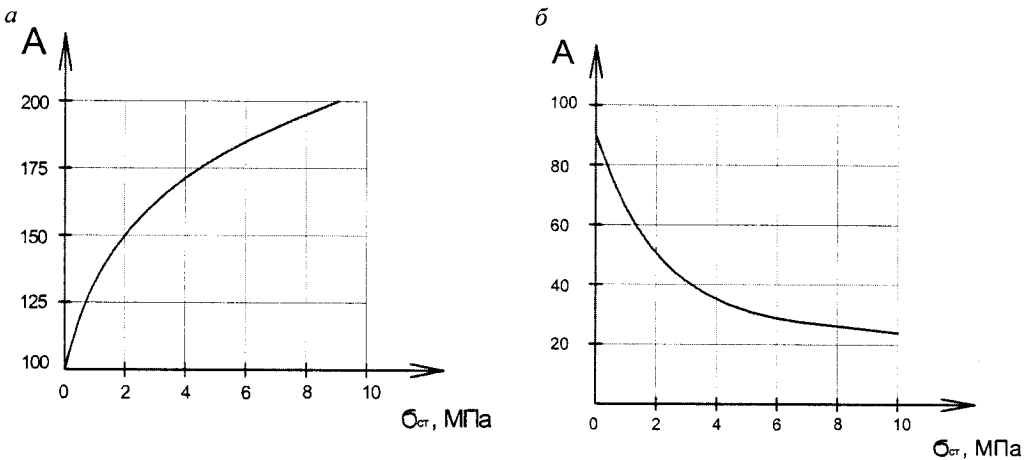


Рис.3.102. Залежності A - σ :

a – при напруженнях стискання; b – при напруженнях розтягіння

За осцилографом зручніше вимірювати не коефіцієнт α_Σ , а зміну амплітуди імпульсного сигналу A на базі вимірювання (A обернено пропорційна α_Σ). На рис.3.102, показано залежності A від стискуючих і розтягуючих напружень у бетоні. Як видно з рис.3.98, а залежність $A=f(\sigma_{ст})$ в деякому масштабі повторює залежність $\sigma = f(\epsilon)$ на. рис.3.99. Різний характер залежностей $A = f(\sigma)$ при напруженнях стискання $\sigma_{ст}$ і розтягнення σ_p дає можливість шляхом вимірювання величини A по висоті поперечного перерізу конструкції визначити положення нейтральної осі перерізу без попереднього тарування вимірювальної апаратури. Таким чином, уже отримується якісна

картина деформованого стану конструкції, що працює на згин. Далі, користуючись тарувальними графіками, будується кількісна картина зміни A по висоті перерізу, яка буде подібною епюрі напружень у перерізі, що досліджується.

21.4. Визначення зусиль в арматурі

Способи дослідження напруженого стану арматури залізобетонних конструкцій ґрунтуються на магнітопружному ефекті, суть якого полягає в зміні магнітної проникності феромагнітного матеріалу при дії в ньому механічних напружень (дещо докладніше про магнітопружний ефект буде сказано далі). Вимірюючи зміну магнітної проникності арматурного стрижня, можна знайти діючі в ньому напруження. Спрощену схему визначення напружень у стрижні показано на рис.3.103. Установивши вимірювач магнітної проникності над арматурним стрижнем, між ними утворюється замкнений магнітопровід. Величина наведеної у вторинній обмотці котушки ЕДС i , отже, струму залежить від інтенсивності магнітного потоку, а остання, в свою чергу, змінюється від напруження в арматурному стрижні. Маючи протаровану вимірювальну апаратуру, можна знайти напруження в арматурі залізобетонних конструкцій. Для цього необхідно зробити еталонний зразок з арматурним стрижнем, аналогічним арматурному стрижню конструкції, для чого попередньо встановлюється товщина захисного шару бетону та діаметр стрижня методами дефектоскопії.

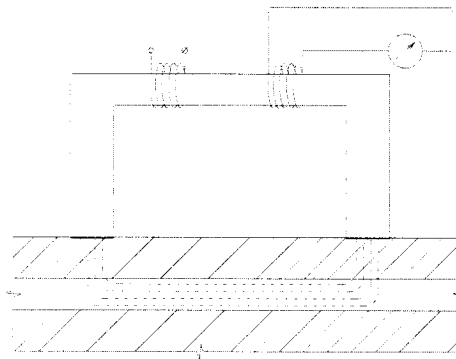


Рис.3.103. Схема вимірювання напружень в арматурі

На рис.3.104 подано структурну схему приладу (патент США) і приклад його використання для визначення напружень у робочій арматурі конструкцій.

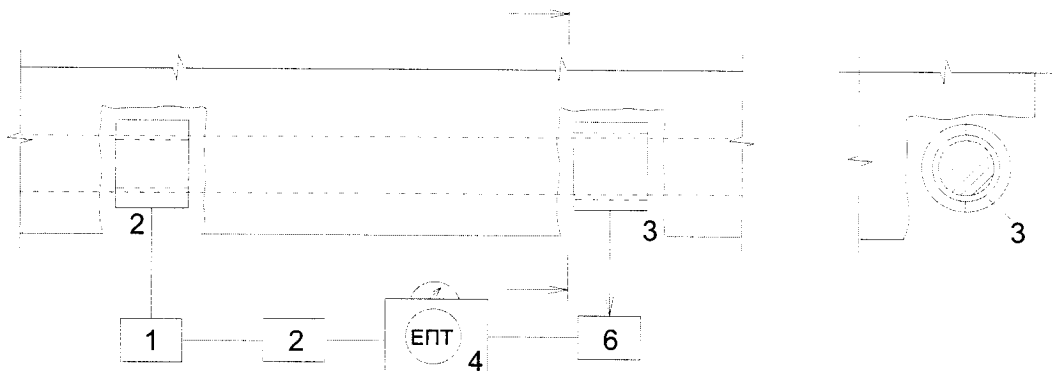


Рис.3.104. Структурна схема приладу для вимірювання зусилля в арматурі:
 1 – генератор електричного напруження; 2 – котушка-збуджувач магнітного поля;
 3 – котушка-приймач; 4 – вимірювальна апаратура з електронно-променевою
 трубкою; 5, 6 – підсилювачі напруження струму

У зручних місцях, ближче до торців конструкції оголюється робоча арматура для встановлення котушок – збуджувальної і приймальної. Котушки закріплюють на стрижні так, щоб зазор становив не більше ніж 1 мм. На ділянці котушки-збуджувача в стрижні наводиться електромагнітне поле міцністю B_{m1} . Котушка-приймач сприймає змінене магнітне поле інтенсивністю B_{m2} . Різниця між ними зумовлена механічними напруженнями (деформаціями) в стрижні. Вимірювальна апаратура налагоджена таким чином, щоб виділити третю гармоніку прийнятого електричного сигналу, яка демонструється на ЕПТ. Між амплітудою третьої гармоніки і величиною зусилля в стрижні існує лінійна залежність. Тобто апаратура є прямопоказуючою з безпосереднім відліком величини зусилля.

ДОСЛІДЖЕННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

22.1. Фізична суть дослідження

Для кожного феромагнітного матеріалу існує залежність між його магнітною проникністю і зміною його напруженого стану:

$$\sigma = \pi \frac{\Delta\mu}{\mu\mu_0\lambda}, \quad (3.33)$$

де $\Delta\mu$ – зміна магнітної проникності, що становить $\mu - \mu_0$;

μ, μ_0 – значення магнітної проникності за відсутності і наявності напружень;

λ – коефіцієнт пропорційності, який зв'язує магнітострикційні властивості матеріалу та інтенсивність магнітного поля (це відносна зміна довжини феромагнетика під дією магнітного поля).

Отже, при відомих фізичних характеристиках матеріалу λ, μ_0 , вимірюючи його магнітну проникність, можна визначити діючі в ньому напруження. Для цього використовуються вимірювачі магнітної проникності (ВМП), принципова схема яких показана на рис.3.103. Тарування приладу ВМП здійснюється на зразку, навантаженому за схемою консольної балки (рис.3.105).

У трафареті з оргскла зроблено отвір і нанесено риски; трафарет наклеюється на поверхню балочки. Такі самі діаметрально протилежні риски нанесені на магнітну головку. Поруч з трафаретом по осі балки наклеєний тензорезистор. Магнітну головку встановлюють в отвір трафарету так, щоб риски на ньому і на головці співпали. Знімають нульові показники з вимірювачів деформацій та інтенсивності магнітного поля. На кожній ступені завантаження показники гальванометра знімають при двох положеннях магнітної головки: 1) коли риски магнітної головки суміщенні з поздовжніми рисками трафарету; 2) з поперечними рисками трафарету. Приріст показників підраховується як середнє цих показників $\Delta n = (n_1 - n_2)/2$. На кожній ступені

завантаження фіксуються деформації і знаходяться напруження. На підставі отриманих результатів будується тарувальний графік (рис.3.105, б).

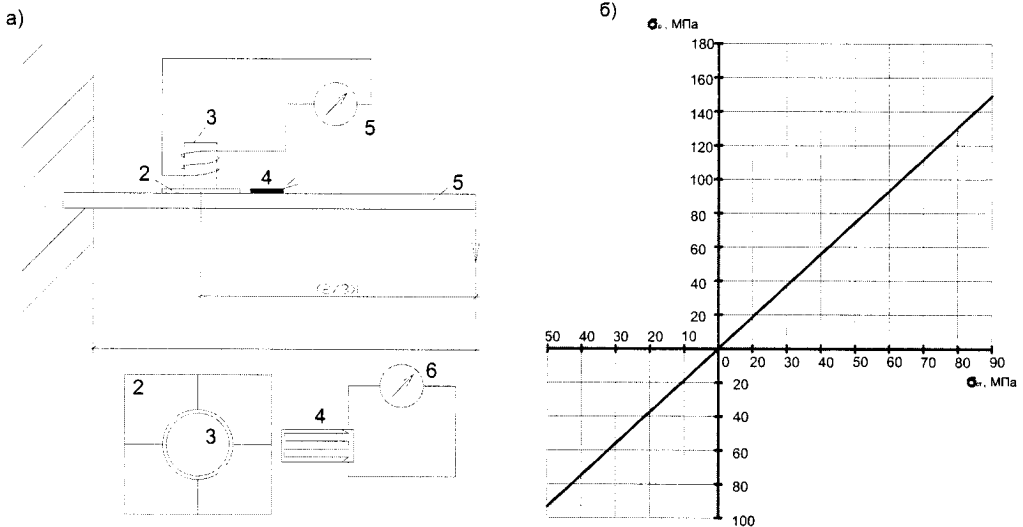


Рис.3.105.Схема тарування приладу ВМ1:

а – загальний вигляд пристосування; *б* – тарувальний графік;
 1 – консольна балочка; 2 – трафарет; 3 – магнітна головка; 4 – тензорезистор;
 5 – вимірювач магнітного поля; 6 – вимірювач деформацій (напружень)

22.2. Вимірювання напружень і зусиль у стрижневих конструкціях

Загальна методика. При дослідженні стрижневих конструкцій, елементи яких знаходяться в одноосьовому напруженому стані, визначення діючих у них напружень виконується в такій послідовності. На місце по осі елемента, в якому вимірюються напруження, встановлюється магнітна головка. Спочатку так, щоб риски були спрямовані вздовж осі елемента; при цьому береться показник n_1 . Потім головка повертається на 90° і береться показник n_2 . Для компенсації термічних напружень такі самі вимірювання слід зробити на зразку, бажано з металу, аналогічного металу конструкції, до якого зусилля не прикладається. За тарувальним графіком знаходяться напруження в елементі конструкції σ_k і напруження в контрольному зразку σ_z . Фактичне напруження в елементі конструкції в цьому конкретному місці дорівнює $\sigma_{ф,к} = \sigma_k - \sigma_z$.

Вимірювання зусиль у стрижнях з поперечним перерізом складної форми. Щоб установити осьове зусилля, необхідно визначити епюру напружень у поперечному перерізі, розташованому посередині довжини елемента. Для цього слід знайти напруження в характерних точках перерізу, наприклад, у тавровому перерізі так, як показано на рис.3.106. Магнітні головки необхідно встановлювати шонайближче до країв профілів. Пунктиром на поперечних перерізах елементів показано бажане розміщення головок для отримання точнішого результату.

Вплив жорсткого характеру з'єднання стрижнів з фасонками на напружений стан стрижнів можна з'ясувати визначенням напружень по контуру поперечного перерізу елементів поблизу фасонки (рис.3.106, в).

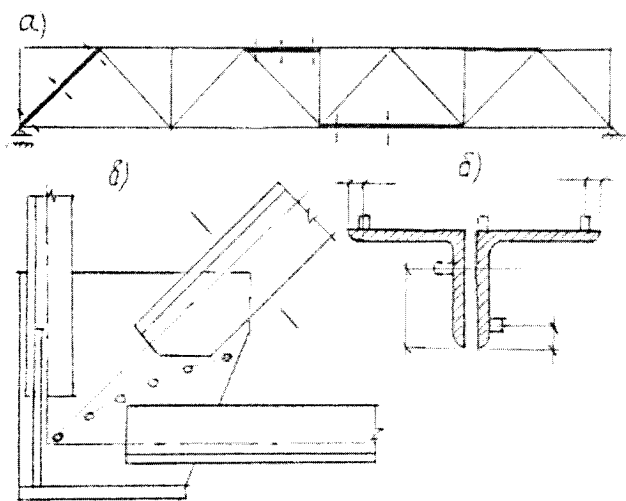


Рис.3.106. Дослідження зусиль у стрижнях ферми:
a – стрижні, які досліджуються; *б* – розміщення магнітних головок у поперечних перерізах; *в* – опорний вузол

Якщо напрямок траєкторії головних напружень на якій-небудь ділянці конструкції невідомий, наприклад, при дослідженні напруженого стану фасонки опорного вузла ферми, то ці дослідження проводяться з використанням трафарету. На цьому трафареті, окрім взаємно перпендикулярних рисок, нанесені риски по колу з визначеним кроком. При проведенні дослідження фасонки в кожному конкретному місці магнітну головку

обертають до отримання максимального відліку по шкалі гальванометра. На самій фасонці та її схемі в матеріалах дослідження цей напрямок головних напружень фіксується з точністю до 1° . На цьому місці виконується вимірювання так, як розказано вище для визначення величини головних напружень.

Виконавши такі дослідження в різних точках фасонки, за їхніми результатами визначають небезпечний розрахунковий переріз фасонки з установленими величинами напружень для перевірки міцності фасонки.

22.3. Вимірювання зусиль у гнучких елементах

До гнучких сталевих елементів належать троси і канати вантових конструкцій, зтяжки ферм і балок, підвіски, відтяжки. Спосіб визначення зусиль у таких елементах ґрунтується на використанні відомої з фізики залежності між зусиллям в ідеальній струні і частотою її вільних поперечних коливань. З портативними електронними частотомірами читачі вже ознайомились в прикладі 2.4. Тут ознайомимось з прикладом, за допомогою якого визначають зусилля не в струнах, а в значно міцніших канатах і тросах великих діаметрів. Структурна схема приладу і спосіб його застосування показані на рис.3.107.

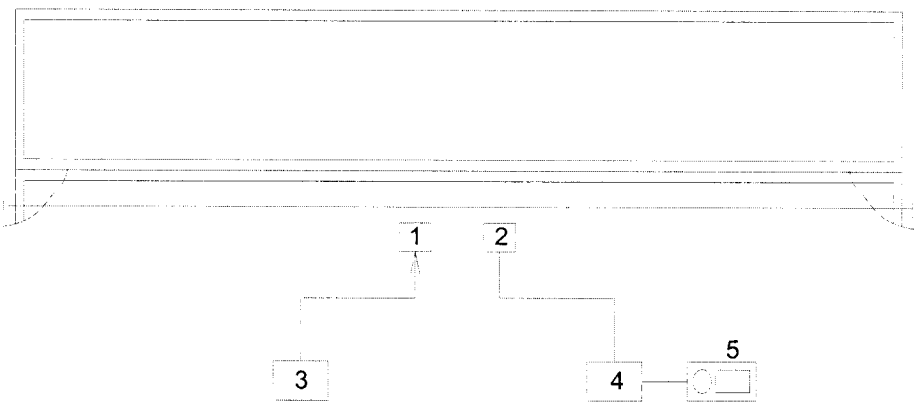


Рис.3.107. Структурна схема приладу і приклад його використання:
1 – збуджувач коливань зтяжки; 2 – датчик-приймач коливань; 3, 4 – підсилювачі;
5 – вимірювальна апаратура

Вібробуджувач і датчик-приймач коливань закріплюються на досліджуваному елементі. Від генератора-підсилювача сигнал із заданою частотою надходить до збуджувача коливань, який підтримує в елементі незгасаючі синусоїдальні коливання. Рівність фаз коливань елемента відносно збуджувача і приймача забезпечується відповідним включенням їх у прилад, при цьому елемент виконує роль зворотного зв'язку в цьому ланцюгу. Принцип роботи приладу ґрунтується на підрахунку кількості періодів невідомих частот коливань за відомий відрізок часу, що зветься базою вимірювання. Результат вимірювань – частота коливань – автоматично реєструється на цифровому табло апаратури. Перехід від частоти коливань до напружень здійснюється по градуйованих графіках. Діапазон вимірювальних напружень становить 100...1500 МПа, погрішність вимірювання – $\pm 3\%$.

Цим способом можна проводити дослідження на відстані від елемента, що робить його привабливим при обстеженні будівельних об'єктів.

ЧАСТИНА 4

МОНІТОРИНГ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

*Недостатньо тільки отримати знання,
потрібно знати їм застосування*
Й.В. Гете



Усі будівельні об'єкти зазнають деформації внаслідок чинників, що впливають на об'єкт під час експлуатації. Під дією зовнішніх і внутрішніх зусиль будівництва та, наприклад, у системі будівля (споруда) – ґрунтова основа деформації відбуваються як у горизонтальному, так і вертикальному напрямках. Жодне будівництво не обходиться без вимірювання деформацій та переміщень, особливо тих із них, де від величини деформацій залежить міцність і стійкість будівель (споруд), або порушення комфортних умов перебування людей чи режимів технологічних процесів. Спостереження починаються в будівельний період (а, можливо, навіть до початку будівництва) і продовжуються під час будівництва та в період експлуатації об'єкта. Обсяг і складність спостережень і вимог до їхньої точності й періодичності залежать від функціонального призначення об'єкта та умов експлуатації.

Глава 23.

СИСТЕМА, МЕТА І ЗАВДАННЯ МОНІТОРИНГУ

23.1. Поняття і система моніторингу будівельного об'єкта

Під моніторингом розуміють періодичний або постійний контроль змін у технічному стані будівель і споруд. Інформація, отримана в процесі спостережень за основними складовими об'єкта, забезпечує експлуатаційну безпеку будівлі або споруди завдяки можливості своєчасного реагування на негативні фактори. Експлуатаційна безпека складається з різних питань: пожежної безпеки, охорони, захисту від терористичних актів, функціонування інженерних систем, засобів рятування людей та ін. Складовими будівельного моніторингу є спостереження за навантаженнями і впливами на будівлі і споруди, вимірювання та оцінювання деформовано-напруженого стану об'єктів в цілому та окремих їхніх частин. З позиції моніторингу будівельний об'єкт розглядається як цілісна технічна система, яка включає в себе окремі

оточуюче середовище. Моніторинг фіксує процеси, які відбуваються в цих підсистемах у режимі реального часу, здійснює функції накопичення і оброблення інформації як при будівництві об'єкта, так і в подальшому на весь термін експлуатації об'єкта. Отримана вчасно інформація може бути врахована, наприклад, при будівництві об'єкта і завдяки цьому можливі негативні наслідки можна звести до мінімуму.

Система загального моніторингу індивідуальна для кожного конкретного будівельного об'єкта – це сукупність технічних заходів, призначених для вимірювання і реєстрації різних параметрів, що характеризують фактичний стан і динаміку змін об'єкта і ґрунтової основи. Система моніторингу створюється поступово в міру будівництва об'єкта на підставі принципової схеми моніторингу, розробленої на стадії проектування. Деякі положення і складові принципової схеми моніторингу вже оформилися. Її створення здійснюється спільними зусиллями спеціалістів різних напрямків. Тільки проектувальники уявляють собі можливі проблемні питання будівлі чи споруди, на які слід звернути пильну увагу і контролювати в процесі будівництва і експлуатації об'єкта. Великі об'єкти (відповідальні інженерні споруди, висотні будівлі, спортивно-розважальні комплекси і т. ін.) здійснюються за індивідуальними проектами часто з новими, оригінальними конструктивними рішеннями.

Неможливо заздалегідь передбачити, змоделювати і врахувати всі можливі зміни зовнішніх факторів: антропогенних, техногенних, природних, геологічних – та їхній вплив на будівельний об'єкт у процесі експлуатації. Однак вкрай важливо реалізувати при проектуванні систему контролю за стабільністю і фізичним станом основних конструктивних елементів об'єкта та його ґрунтової основи, які визначають експлуатаційну безпеку будівлі, споруди. Накопичення, аналіз і узагальнення досвіду моніторингу, безумовно, сприятиме удосконаленню і поглибленню структури і змісту його системи для використання при проектуванні майбутніх об'єктів. Це стосується різних практичних питань. Наприклад, розроблення нових приладів, розміщення їх на

об'єкті при будівництві, а для цього в проекті слід передбачити технічні лінії передачі інформації від первісних датчиків до накопичувачів і пунктів оброблення. Повинно бути забезпечене тривале і надійне функціонування подібної підсистеми загальної системи моніторингу. Порушення безперервності інформації неприпустиме, оскільки в такому випадку її цінність суттєво знижується: інформація цінна в режимі реального часу, коли можна з'ясувати кінетику процесів деформування ґрунтової основи й об'єкта і встановити зв'язок між ними.

Досвід будівництва все більше переконує фахівців в існуванні проблеми постійного контролю надійності і безпеки будівельних об'єктів і наводить об'єктивні аргументи на користь моніторингу будівель і споруд. Можна навести багато прикладів руйнування будівель, що трапилося останнім часом. Можна з упевненістю стверджувати:

- усяка інформація про будь-які небезпечні процеси в будівлі, споруді зароджується і розвивається до критичного стану об'єкта за визначений термін;
- якби об'єкти мали моніторинг-системи для спостережень і контролю основних параметрів, які характеризують їх технічний стан, поведінку несучих конструкцій, то руйнуванням і трагедіям можна було б запобігти.

Комплексний характер загального моніторингу будівельних об'єктів склався об'єктивно. Моніторинги гідрологічний, геофізичний, геологічний, геодезичний, будівельний (тензометрування та інші контрольні вимірювання) пов'язані між собою – вони відображають одні явища, але з різних поглядів на них. Так, взаємодія будівлі з ґрунтом основи виявляється в полях осідань геодезичними вимірюваннями, а це, в свою чергу, відображається геотехнічними показниками про деформації ґрунтів у підземному просторі під будівлею за результатами свердловинних вимірювань. Взаємозв'язок полів деформації і навантаження, наприклад, під фундаментною плитою, відображають поля осідань і тиску, і це впливає на деформовано-напружений стан плити, який устанавлюється звичайними засобами тензометрії конструкцій.

Нарешті, дуже важливе таке. Взаємне підтвердження результатів моніторингу будівельного об'єкта, отриманих різними його складовими, дає змогу встановлювати сталий зв'язок між інформаціями від цих складових, а це створює методику прогнозування у випадках малодосліджених явищ у системі «будівля – ґрунтова основа».

23.2. Мета моніторингу

Моніторинг – це комплексна система збирання, накопичення, опрацювання та використання інформації, отриманої спостереженням за станом будівель і споруд різного функціонального призначення в умовах навколишнього середовища для запобігання прояву небезпечних технічних і природних факторів. Невід'ємними частинами комплексного моніторингу є будівельний і геотехнічний моніторинги. Склад і обсяг кожного моніторингу визначається робочою програмою з урахуванням нормативних документів. Склад власне будівельного моніторингу будівель і споруд значною мірою збігається зі складом їх обстеження. Необхідність обстеження будівельних об'єктів часто зумовлюється впливом природних факторів і найчастіше – геологічними умовами. Зв'язок між цими факторами і технічним станом об'єктів устанавлюється застосуванням геодезичного моніторингу. Геодезичний моніторинг дає можливість досліджувати прикладні завдання, пов'язані з вимірюванням осідання і кренів будівель і споруд, появою тріщин і тому подібних факторів, які свідчать про порушення нормальних умов експлуатації, що може призвести до втрати будівлями і спорудами несучої здатності. Спеціальні питання геодезії як цільної науки тут не розглядаються. Основна мета полягає в тому, щоб дати інженерам-будівельникам поняття про геотехнічне-будівельний моніторинг: побудову та надійне закріплення на місцевості мережі геодезичних пунктів для організації циклічних і тривалих у часі спостережень та одержання на їх основі даних про деформаційні процеси в геологічному середовищі та інженерних спорудах.

Основними причинами деформаційних процесів у геологічному середовищі та об'єктах будівництва є зміни рельєфу, різні геологічні процеси,

зміни фізико-механічних властивостей ґрунтів та напруженого стану гірських масивів, умов поверхневого та підземного стоків водного балансу, підтоплення територій, осідання земної поверхні під впливом статичних і динамічних техногенних навантажень, недоліків і наземних виробок тощо, Це питання геотехнічного моніторингу.

У підручнику автори не торкаються перелічених вище питань (проте далеко не всіх), які можуть стати причиною відмови будівельних конструкцій і які є змістом спеціальних моніторингів на всьому шляху створення будівель і споруд. Це такі питання: проектування конструкцій і їх виготовлення; якість і дефекти виконання будівельних робіт; неправильність експлуатації будівель і споруд і т.п.

Для того щоб точніше і глибше скласти робочу програму комплексного геотехнічно-будівельного моніторингу, треба знати недоліки, які призводять до проблемної експлуатації будівель і споруд, а в результаті – до їхньої відмови. На жаль, часто джерелом такої інформації стають аварії будівельних об'єктів.

23.3. Завдання моніторингу

Підвищення якості будівництва, подовження довговічності будівель та інженерних споруд неможливе без супроводу будівництва й експлуатації об'єктів комплексом заходів по визначенню величини їх деформацій і виявленню причин їх виникнення.

На етапах проектування, зведення та експлуатації будівель і споруд на підставі спостережень вирішується різні завдання.

1. Результати спостережень за деформаціями будівель і споруд, які зводяться на різних ґрунтах і в різних природних умовах, можуть вносити корективи в методики будівельних і технічних розрахунків на стадії проектування нових об'єктів. Досвід спостережень за деформаціями об'єктів дає можливість запобігти грубим помилкам при прогнозі осідань, підйомів, кренів будівель і споруд.

2. Виконання спостережень за деформаціями об'єктів у період будівництва дає змогу внести зміни в технологічну схему монтажних робіт.

Наприклад, результати спостережень за осіданнями і нахилами фундаментів можуть бути використані при розробленні оперативної програми і графіка продовження бетонування монолітних фундаментів і каркасів поверхів чи монтажу збірних фундаментів і елементів каркасу і т. п.

Можна внести корективи під час монтажу технологічного обладнання з урахуванням виявлених осідань, кренів, зміщень будівельних конструкцій (звісно, вони не повинні перевищувати нормативних допусків).

Геотехнічні спостереження дають матеріал для прогнозування деформацій об'єкта в цілому.

3. Дуже важливі спостереження за деформаціями техногенно небезпечних об'єктів у процесі експлуатації для правильної оцінки їх технічного стану, прийняття своєчасних ефективних заходів по укріпленню фундаментів, конструкцій і запобіганню можливих аварій, особливо при наявності прогресуючих осідань. Спостереження за деформаціями зможуть своєчасно виявити причини їх виникнення, не передбачені проектом. Це особливо важливо для таких соціально небезпечних спорудах, як атомні електростанції, теплоелектроцентралі, греблі тощо.

4. На деяких спорудах зі змінними в часі параметрами навантажень виконання оперативних спостережень за осіданням і нахилами забезпечує нормальне функціонування об'єкта. Прикладом може бути зерновий елеватор, збудований на просідаючих ґрунтах. При завантаженні окремих силосних будівель елеватора висотне положення їх відносно інших може змінитися настільки, що виникає небезпека утворення тріщин у стінах, зростання кренів, а це може призвести до порушення роботи технологічного устаткування. Оперативне втручання дає змогу розробити оптимальний режим заповнення окремих силосів.

5. Як правило, спостереження за деформаціями виконують у періоди максимальних значень величин зовнішніх навантажень на конструкції, наприклад, вага снігового покриву на покриттях у дуже сніжні зими. На жаль, нерідко приводом для проведення спостережень за навантаженнями від снігу стають випадки аварій будівель.

6. При планових реконструкціях будівель і споруд матеріали спостережень за їх деформаціями дають змогу встановити навантаження на фундаменти і стіни при подальшій експлуатації об'єктів.

7. У період експлуатації об'єктів спостереження за деформаціями виконуються для виявлення зміни положення несучих конструкцій. Це необхідно для розроблення заходів по недопущенню граничних станів в конструктивній частині та забезпеченню її нормальної роботи.

23.4. Організація моніторингу

Спостереження за деформаціями фундаментів, окремих частин і конструкцій будівель і споруд, якщо це передбачено проектною документацією, встановлено авторським наглядом або органами державного догляду, входять до складу моніторингу об'єктів.

Організація спостережень за деформаціями будівель і споруд та інших складових моніторингу (режимом роботи технологічного устаткування і його впливом на будівельні конструкції, впливом природних факторів навколишнього середовища та ін.) є обов'язком замовника – дирекції будівництва і керівництва об'єкту, який експлуатується. Вартість цих робіт включається до вартості будівництва і експлуатації підприємства.

На об'єктах особливої важливості, зокрема таких, аварії яких можуть мати серйозні техногенні наслідки, для виконання моніторингу утворюються спеціальні відділи (групи) натурних спостережень. У виняткових випадках такі функції виконують незалежні державні органи. Для виконання складних спостережень за деформаціями залучаються спеціалізовані геодезичні установи.

При існуванні загальних принципів моніторингу в кожному конкретному випадку, як правило, з'являються індивідуальні особливості і за своєю структурою моніторинги можуть досить сильно відрізнятися один від іншого.

Перед початком будівництва особливо важливих об'єктів на місцевості проводяться гідрогеологічні та геофізичні пошуки з визначенням механічних

та фізичних якостей ґрунтів, з тим щоб визначити природний стан різних горизонтів під майбутнім фундаментом. Це дає матеріал для прогнозування початкових зміщень у ґрунтах при появі на них навантажень.

Спостереження за осіданням і плановими (горизонтальними) зміщеннями об'єкта ведуться весь будівельний період, часто – після завершення будівництва до стабілізації деформації, а для важливих об'єктів – необмежено в часі навіть після стабілізації деформацій.

Для статистичної інтерпретації результатів моніторингу об'єкта визначають не тільки деформації, а одночасно з'ясовують причини їх виникнення. Організується спостереження за геологічними, гідрогеологічними і кліматичними факторами, зокрема потужністю окремих шарів ґрунту, рівнем ґрунтових вод, фізико-механічними властивостями ґрунтів, розою та швидкістю вітрів за календарем, сніговими опадами і т. ін. Ведеться спостереження за зміною будівельного і технологічного навантаження.

23.5. Причини аварій будівельних об'єктів

Аварії будівельних об'єктів та окремих конструкцій, як правило, є наслідком сукупності причин, які фахівці звели в окремі групи, наприклад: недоліки проектів; недостатність досліджень роботи деформовано-напруженого стану конструкцій, елементів, з'єднань; невиконання технологічних регламентів виготовлення конструкцій і виконання будівельно-монтажних робіт; недоліки інженерно-геологічних і гідрогеологічних досліджень умов будівельного майданчика тощо. З різних груп причин аварій тут вибрані ті, що підлягають будівельному, геодезичному чи комплексному геодезично-будівельному моніторингу:

- відсутність або недостатність контролю за якістю конструкцій, матеріалів, виробів, які надходять на будівництво;
- неточність розбиття осей несучих конструкцій будівель і споруд;
- неправильність підготовки основи під фундамент, невизначеність глибини залягання ґрунтових вод і глибини промерзання;
- неправильна оцінка якості ґрунту;

- недостатність врахування впливу поруч розташованих будівель і споруд, а також підземних комунікацій поблизу об'єкта, що будується;
- неправильність влаштування опор і фундаментів, свайного поля;
- недотриманість послідовності монтажу збірних конструкцій, зокрема каркасних споруд і т.п.;
- відхилення в процесі монтажу несучих конструкцій будівель і споруд від проектного положення;
- неправильність технічної експлуатації будівель і споруд, внаслідок чого може статися перевантаження конструкцій, перенапруження окремих відповідальних елементів;
- заміна конструкцій без погодження з проектувальником і взагалі будь-які зміни порівняно з проектною документацією;
- відсутність спостережень за формуванням навантаження на покриттях будівель і споруд, особливо в таких випадках, коли в нормативному документі щодо навантажень і впливів немає схем навантажень для відповідного покриття (див. приклади 3.1 і 3.2);
- непроведення необхідного обстеження будівель і споруд після впливу на них особливих природних явищ (землетрусу, утворення значного голольоду, вітрового збурення і т. ін.);
- відсутність спостережень за деформаціями ґрунту і осіданням чи креном будівель і споруд при розташуванні їх на ґрунтах, коли такі спостереження необхідні.

Припускаємо, що читач може додати ще яку чи якісь причини, які можна віднести до наведеного переліку. Причини різноманітні і часто здавна відомі. Для того, щоб їх наслідком не стала аварія будівель і споруд, здійснюється авторський та технічний нагляд відповідними технічними службами наукових, проектних і будівельних організацій, що, по суті, є моніторингом у сучасному понятті.

Пізнання і вивчення причин аварій розширює коло інженерних знань, відкриває невідомі раніше закономірності в роботі будівель і споруд разом з геологічними умовами експлуатації. Результати вивчення збагачують

будівельників знаннями, необхідними для запобігання аварій. Аналіз матеріалів про аварії призводить до необхідності внести відповідні пропозиції щодо зміни й скоригувати діючі нормативні положення. Так, на основі аналізу руйнування покриттів аркового типу, про що йдеться в прикладі 3.1, пропозиції щодо схем снігового навантаження на такі покриття увійшли до ДБН Навантаження і впливи.

Аналіз руйнувань сприяє удосконаленню конструктивних рішень будівель і споруд і встановленню їх розрахункових схем, більше наближених до дійсних умов роботи.

Нижче подано приклад руйнування споруди, повчальний з позиції встановлення причин аварії, в якій відбилися багато з тих причин, про які шла мова. Сумна участь водонапірної башти була приречена, як біблейська Вавилонська вежа.

*Приклад 4.1. Обвалення залізобетонної водонапірної башти**

Характеристика споруди. З точки зору будівельної механіки подібні споруди належать до тонкостінних просторових конструкцій. До їхнього зведення технічні умови пред'являють особливо підвищені вимоги. Особливі вимоги пред'являються до влаштування фундаменту, тому що крен башти за межі граничного призводить до втрати її стійкості.

Основні розміри і загальний вигляд башти показані на рис. 4.1.

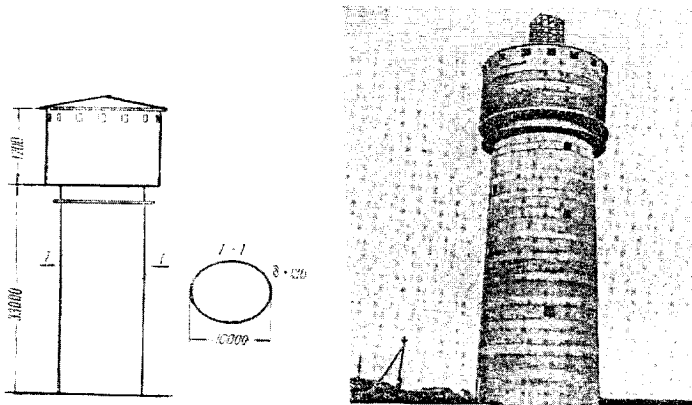


Рис.4.1. Розміри і вигляд башти

* Приклад взято з книги: Шкинев А.Н. «Аварии на строительных объектах, их причины и способы предупреждения и ликвидации». – М.: ГСИ, 1962. — С. 218.

Марка бетону стінок стовбура за проектом 110, товщина стін – 13 см з армуванням сіткою, розташованою по осі стіни.

Особливості деформації баштової споруди. Характерною особливістю баштових споруд є співвідношення діаметра основи до висоти (1/9 – 1/20). При такій геометрії споруди мають місце великі навантаження на фундамент, спричинені масою та дією бічного тиску вітру і однобічного сонячного нагрівання.

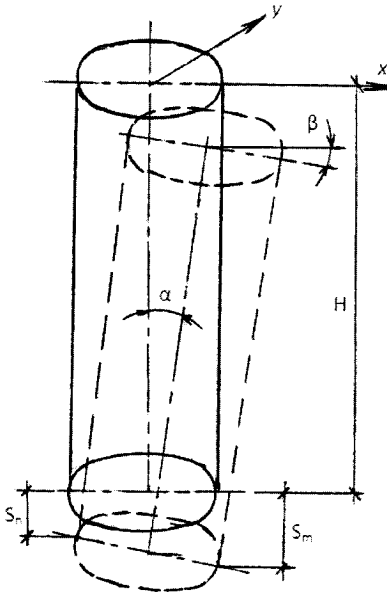


Рис.4.2. Деформація баштової споруди

Навантаження призводять до ущільнення ґрунтів і як наслідок – осідання споруди. Через неоднорідні властивості ґрунтів може статися нерівномірне осідання $\Delta S_n / S_m$, яке спричинює крен споруди (рис.4.2). Відбувається кручення і згинання споруди відносно вертикальної осі. В результаті вісь симетрії башти перетворюється на криву.

Різниця осідань ΔS , крен і середня осідання S баштової споруди є важливими характеристиками, які визначають її стійкість та експлуатаційну надійність. Такі деформації у вигляді граничних величин устанавлюються нормативним документом по проектуванню башт.

Так, для водонапірних башт деформації дорівнюють:

Висота труби H , м	Крен	Середнє осідання, см
$H < 100$	0,004	20

Геодезичні спостереження за деформаціями баштових споруд повинні виконуватися протягом усього періоду будівництва та експлуатації. Це необхідно для своєчасного виявлення аварійних ситуацій і вжиття заходів щодо їх недопущення.

Усі відомі способи визначення кренів ґрунтуються на застосуванні механічних і оптичних висків або теодолітів.

Будівництво та експлуатація башти. Основою башти є макропористі просадочні ґрунти II категорії осідання товщі. Незважаючи на це, необхідні водозахисні заходи при виконанні будівельних робіт по монтажу башти проектом не передбачались. Котлован безпосередньо перед початком монтажних робіт був заповнений водою. Після відкачування води його дно було заглиблено на 40 см. Цей об'єм був заповнений гравелистим ґрунтом з трамбуванням легкими трамбовками. Ці заходи не можна вважати достатніми для утворення надійної основи під споруду. Відповідно до вимог НиТУ, чинних у той час, трамбування макропористих ґрунтів слід було виконувати окремими шарами важкими трамбівками і при цьому контролювати щільність ґрунту.

Бетон для бетонування стовбура башти виготовлявся на цементі, використовувати який для подібних споруд діючими нормами було категорично заборонено.

Контролю за якістю бетону не було. Кубики, виготовлені в процесі виконання робіт, випробовувалися через два роки після закладання бетону в споруду, і відомостей про умови їхнього зберігання також не було.

Журнал робіт вівся нерегулярно, в ньому немає вказівок про умови твердіння бетону. Стовбур башти споруджувався в переставній опалубці. На рис.4.1 добре помітні сліди кожного пояса опалубки, що характеризує недбалість у підготовці до бетонування кожного нового пояса і показує про значні проміжки часу між бетонуванням поясів. Така різка межа між поясами може свідчити про недостатність сил зчеплення між умовно «старим» бетоном попереднього пояса із «свіжим» бетоном наступного пояса. В журналі ведення робіт не відображено циклічності бетонування стовбура башти. На уламках стовбура добре було помітно те, що арматура встановлена із суттєвими зміщеннями відносно центра стіни.

Протягом 1,5 року після завершення будівництва спостережень за технічним станом не велося, а саме в цей період відбуваються інтенсивні деформації ґрунту під спорудою. Увагу привернуло те, що робоча арматура була не просто оголена, а помітно випучувалася з відколюванням бетону. Випучування робочої арматури – це вже виключення її з роботи. Усі виявлені локальні руйнування були розміщені в межах кільця між відмітками від 20 до 23 м. Було виявлено, що товщина стінки стовбура становила до 6 см замість 13 см за проектом. Стан башти був визначений як аварійний, однак ніяких заходів щодо переднього укріплення і часткового розвантаження башти вжито не було. Не було встановлено систематичного спостереження за розвитком деформацій, а по суті – процесом руйнування бетону стовбура башти. А цей процес відбувався дуже інтенсивно; вже через короткий термін були помітні значні деформації, що змусило обгородити башту. Зруйнувалася башта в спокійний безвітряний день (рис.4.3).

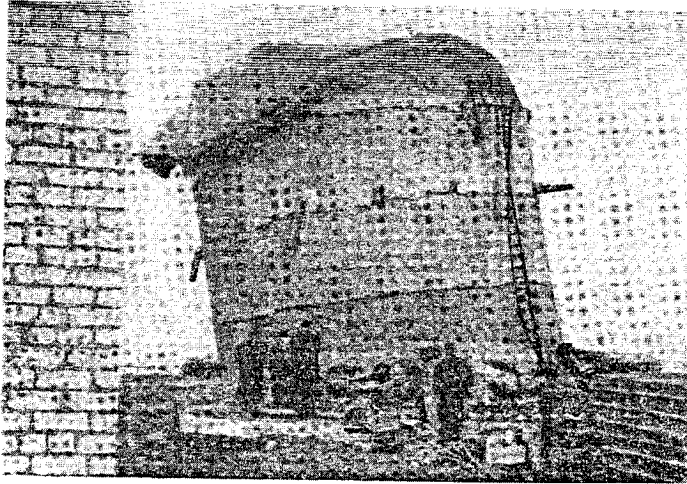


Рис.4.3. Вигляд башти після руйнування

Дослідження бетону стовбура башти підтвердили його низьку міцність. Більшість уламків мали невеликі розміри, при цьому вони легко відділялися від арматури.

Причини руйнування водонапірної башти:

1. Як наслідок дефектів, допущених при виконанні робіт на заводі по виготовленню бетону і на будівельному майданчику, у верхній частині стовбура утворилося слабке кільце з бетону низької міцності і з неправильним армуванням. Ослаблені ділянки кільця могли збігтися з вершинами синусоїди, по якій відбувається деформування тонких стінок циліндричних кілець. Під впливом періодично діючих протягом 1,5 року сильних вітрів почався розвиток теоретично припустимих деформацій, які призвели до утворення місцевих ексцентриситетів дії поздовжніх внутрішніх зусиль, непередбачених розрахунками.

2. Грубе порушення вимог нормативного документа щодо влаштування основи під башту. Це призвело до просадок і як наслідок – до крену башти, внаслідок чого з'явився додатковий ексцентриситет дії вертикального зусилля.

3. Перевірний розрахунок стовбура башти показав, що внаслідок його загального крену і відхилень від проекту товщини стіни і зміщення робочої арматури від проектного положення водонапірна башта не мала необхідної стійкості.

4. Відсутність обов'язкового для висотної споруди геодезичного спостереження і технічного контролю за її станом.

ДЕФОРМАЦІЇ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

24.1. Вивчення причин появи деформацій

Знання причин появи деформацій в інженерних спорудах має винятково важливе значення при організації і проведенні робіт по їх спостереженню. Для виявлення причин та їх аналізу використовуються дані пошукових та проектних робіт, експлуатаційних служб, спостережень за кліматом місцевості, де знаходиться будівельний об'єкт. За цими даними отримуються розрахункові відомості про величини і характер очікуваних деформацій, які враховуються при визначенні термінів, періодичності та детальності спостережень. Розгорнуті характеристики ґрунтів даються в матеріалах інженерно-геологічних вишукувань, які використовуються в робочому проекті споруди (будівлі). Цікавість, зрозуміло, викликають результати польових робіт, необхідних для розрахунку очікуваних осідань фундаментів: потужність окремих геологічних шарів, рівень ґрунтових вод, глибина промерзання, фізико-механічні властивості ґрунтів на всю глибину активної зони стискування, коефіцієнт пористості, стискання, опір зсуву та інше для конкретного ґрунту.

За цими даними розробляється інженерно-геологічна карта, на якій виділяються ділянки з різними деформаційними властивостями. Карта є основою для генерального плану розміщення об'єктів, наприклад, великого промислового комплексу, житлового масиву і т.д. Крім цього, за отриманими результатами в подальшому порівнюють механічні характеристики ґрунтів, прийняті для розрахунку очікуваних осідань, з їхніми фактичними значеннями, знайденими за величинами деформацій, отриманих спостереженнями. Це дає змогу удосконалити методику розрахунку очікуваних осідань.

24.2. Види деформацій

Переміщення будівель (споруд) униз зветься *осідання*, переміщення вгору – *підйомом*, переміщення горизонтальне – *зсувом* чи горизонтальним зміщенням. Величини осідань оцінюються довжиною вектора, компланарного початковій горизонтальній площині, що створена підшоною фундаментів. Довжина вектора вимірюється відстанню між вихідною і деформованою поверхнями. Відрізняють осідання *рівномірні* і *нерівномірні*. Якщо всі вектори рівні між собою, то осідання будівлі (споруди) в цілому зовуть рівномірним, в іншому випадку – нерівномірним.

Нерівномірні осідання в основному є наслідком різного прикладання тиску частин будівлі і різницею стискуваності ґрунтів під фундаментом, що, в свою чергу, стає причиною різних вертикальних переміщень у надфундаментних частинах будівлі (споруди).

Рівномірні осідання не знижують, як правило, міцності всієї будівлі і не стають причиною перекосів частин будівлі та появи тріщин або зміщення конструкцій покриттів і перекриттів з опор (з нижче розташованих несучих елементів: колон, стін).

При рівномірному осіданні, яке є порівняно безпечним, не виникає додаткових напружень в конструкціях, які стають причиною появи розривів, розкриття стиків між збірними елементами, тріщин і т.п. Однак великі за абсолютною величиною рівномірні осідання можуть спричинювати при експлуатації будівель (споруд) ускладнення, наприклад, у підземній частині опуститися нижче від рівня ґрунтових вод, що призведе до її підтоплення, може трапитися розрив комунікаційних, водопровідних, каналізаційних мереж і т. ін.

Слід розрізняти осідання затухаючі і незатухаючі. На рис.4.4 показано характерні залежності осідань різних ґрунтів в часі.

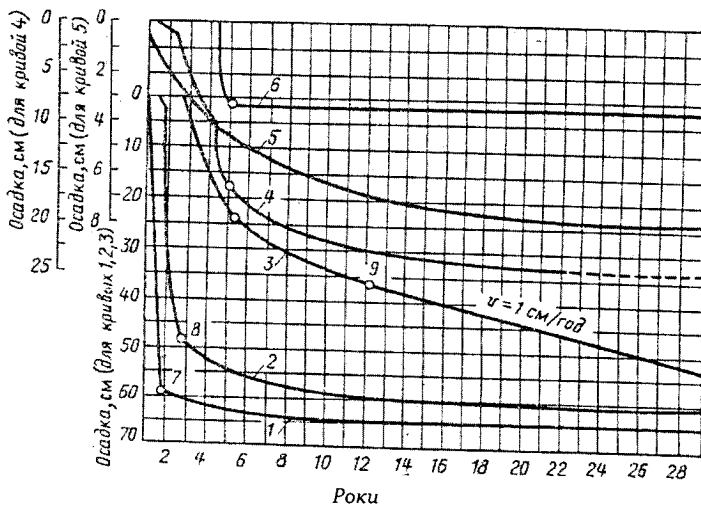


Рис.4.4. Криві осідань будівель (споруд)

- 1 – на просідаючих лесових суглинках; 2 – на глинистих грунтах текучих, пластичних;
 3 – на м'яких пластичних глинах; 4 – на тугопластичних глинах; 5 – на твердих глинах;
 6 – на пісках; 7 – перехід від просідання до стабілізованих деформацій;
 8 – перехід від первинного осідання до вторинного; 9 – перехід до осідань незатухаючої повзучості

Споруди на пісках, завдяки їхній високій природній щільності, мають порівняно невеликі і відносно рівномірні осідання (рис.4.4, крива б). Відсутність зв'язності і добра проникненість пісків зумовлюють швидкоплинне осідання. Звичайно вони затухають за короткий час після завершення будівництва. Слабкі водонасичені глинисті ґрунти мають високу ступінь нерівномірності осідань (криві 1, 2, 3, 4, 5 на рис. 4.4). Відомі випадки, коли осідання споруд на таких ґрунтах досягали 1,5...3,0 м. Особливістю слабких водонасичених глинистих ґрунтів є суттєва тривалість процесу їхнього ущільнення внаслідок повільного витискування порової води під тиском споруди і наступними за цим в'язкопластичними деформаціями скелета ґрунту.

При зволоженні ґрунти, які мають властивість пучитися, набухають, і розвивається тиск, що має назву *тиск набухання*. Якщо тиск набухання перевершить навантаження від споруди, відбувається піднімання фундаментів. В разі коли величини підйомів різних частин фундаментів виявляються неоднаковими, з'являються небажані й недопустимі деформації споруд. На

рис.4.5 показано, як нерівномірності набухання глинистого ґрунту різних ділянок території великого підприємства призвели до деформування основ окремих цехів.

При зволоженні ґрунти, які мають властивість пучитися, набухають, і розвивається тиск, що має назву *тиск набухання*. Якщо тиск набухання перевершить навантаження від споруди, відбувається піднімання фундаментів. В разі коли величини підйомів різних частин фундаментів виявляються неоднаковими, з'являються небажані й недопустимі деформації споруд. На рис.4.5 показано, як нерівномірності набухання глинистого ґрунту різних ділянок території великого підприємства призвели до деформування основ окремих цехів.

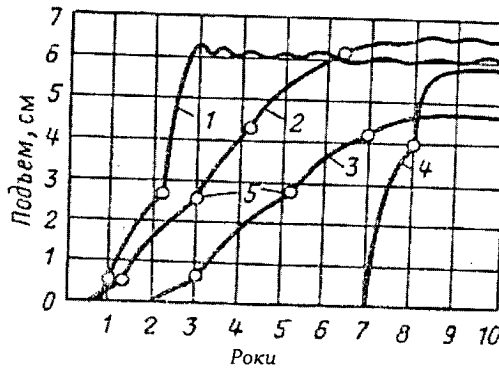


Рис.4.5. Криві підйому цехів:
1, 2, 3, 4 – будівлі цехів; 5– точки, що позначають переломи кривих підйомів внаслідок різних тисків набухання ґрунтів

Назвемо основні переміщення будівель і споруд, що відбуваються як результат деформацій ґрунтів і підлягають моніторингу:

- абсолютне (повне) осідання окремих точок фундаменту, яке отримується вимірюваннями;
- середнє осідання будівлі (споруди), яке підраховується за даними фактичних осідань не менше ніж у трьох точках фундаменту чи трьох окремих фундаментах, розташованих у межах будівлі (споруди);
- підйом будівель (споруд) у цілому та окремих їхніх частин;

- перекоси конструкцій, що являють собою максимальну різницю нерівномірного осідання двох сусідніх геодезичних марок, віднесену на відстань між ними;
- крен, тобто нахил основних площин усієї будівлі (споруди) внаслідок нерівномірних осідань без порушення її цілісності і геометричних розмірів;
- відносний прогин фундаменту, що є часткою від ділення величини стріли вигину на довжину фундаменту;
- кручення, що є складним явищем, коли два паралельні фундаменти чи дві грані площинної конструкції (наприклад, залізобетонної плити) набули нерівномірного осідання, спрямованого в різні боки;
- тріщини, опуклості та увігнутості площинних конструкцій, як наслідок неприпустимих деформацій при нерівномірних осіданнях.

ГЕОДЕЗИЧНИЙ МОНІТОРИНГ

25.1. Використання результатів геодезичного моніторингу

Систематичні інструментальні спостереження за вертикальними переміщеннями фундаментів становлять основу головного методу вивчення деформацій підвалин і споруди. Проведення високоякісних і точних спостережень за переміщеннями об'єкту однаково важливі, як у будівельний, так і в експлуатаційний періоди будівель і споруд. Спостереження за осіданнями слід починати з моменту монтажу фундаментів, що дає змогу стежити за поведінкою основи в ході будівництва. Наприклад, результати спостережень за осіданнями можуть бути оперативно використані для розроблення черговості графіку монтажу або виконання монолітних бетонних робіт, при якому виключилися б перекося елементів і негативні впливи на конструкції вузлових з'єднань і подальшу їх роботу. Важливо встановити режим стабілізації осідань, що може вплинути на графік виконання будівельних робіт з точки зору швидкості завантаження підвалин, тобто забезпечувати необхідну несучу спроможність ґрунту перед встановленням наступного, вищого ступеня завантаження. Подібне регулювання будівельним процесом особливо необхідне при будівництві на слабких водонасичених глинистих ґрунтах, де безперервна висока швидкість завантаження основи може призвести до аварійних деформацій у будь-який момент будівництва об'єкта.

Важливість спостережень за осіданнями (підйомами) в експлуатаційний період полягає насамперед у тому, що на підставі аналізу результатів спостережень з'являється можливість дати правильну оцінку технічного стану споруди і умов нормальної роботи технологічних механізмів і обладнань. Це з одного боку, а з іншого – результати спостережень становлять основу плану

заходів по реконструкції, підсиленню, ремонту споруди в разі появи такої необхідності.

Оброблення матеріалів спостережень за вертикальними зміщеннями і побудова на їхній основі кривих осідань чи підйомів (див. рис.4.4 і 4.5) дають змогу додатково вирішувати ще два важливі завдання:

- можливість додаткового навантаження основ в разі технічної реконструкції будівлі (споруди);
- установлення моменту появи і кінетики розвитку в'язкопластичної деформації ґрунтів.

У іншому випадку, наприклад, при виявленні незатухаючої, яка вже встановилася, повзучості можна заздалегідь розробити превентивні заходи по закріпленню підвалин і запобіганню можливої аварії внаслідок деформацій прогресуючої пластичності ґрунтів в період експлуатації об'єкта.

Періодичний моніторинг змін технічного стану протягом будівництва і експлуатації дає змогу вловити момент появи і характер розвитку додаткових деформацій, спричинених факторами, не передбаченими ні проектом, ні правилами експлуатації й нормативними положеннями. Більше того, такі спостереження дають змогу досить швидко встановити причини поновлювання осідань і контролювати технічний стан будівель і споруд та величини будівельних запасів. Такі спостереження дають цінний матеріал для уточнення методів розрахунку підвалин взагалі і прогнозування осідань чи підйомів зокрема. Враховуючи відому умовність усіх без винятку теоретичних методів розрахунку осідань і підйомів, накопичений досвід на практиці спостережень, набувають великого значення при зіставленні їх з теоретичними методами. Це дає змогу внести корективи в теоретичні методи, підвищуючи надійність прогнозів деформацій будівель і споруд у часі.

25.2. Прогнозування деформацій будівель і споруд

Прогнозування деформацій споруд (будівель) – одне з найскладніших завдань, що виникають при дослідженні закономірностей роботи споруд

(будівель), яке вирішується з метою гарантії їхньої надійності. Процес прогнозування полягає у визначенні тенденції значень осідань, підйомів і зсувів залежно від зміни зовнішніх умов, ваги споруд (будівель) та інших факторів. З цією метою підбирають функцію $y = f(x)$, яка найповніше відображає той чи інший процес деформування залежно від опорного геодезичного параметра x . Величина x є відображенням зовнішнього фактора: осідання, підйому, зсуву споруди (будівлі) від відповідного показника ґрунту.

Якість прогнозу залежить від точності результатів визначення прогнозуючого параметра, монотонності функцій, масиву моніторингових даних і щільності залежності прогнозуючого й опорного параметрів. Запропоновані різні методи прогнозу, наприклад, визначення осідання споруд (будівель) з використанням математичних регресивних моделей. Вдалою моделлю є експоненціальна залежність

$$S_t = S_k (1 - e^{-Vt}) \quad (4.1)$$

де S_t – осідання в будь-який момент часу, см;

S_k – кінцеве осідання, см;

V – параметр, який характеризує швидкість затухання осідань.

Часто необхідність прогнозування виникає, коли споруді (будівлі) загрожує аварія. В цьому часовому періоді функція (4.1) порушує свою монотонність. У таких випадках прогнозують реакцію споруди (будівлі) на окремі дії, не обмежуючи прогноз у часі. Таким чином передбачають, що трапиться з об'єктом у разі продовження і підсилення окремої дії (осідання, підйому, зсуву).

Для побудови прогнозової моделі вибирається за відомими даними ділянка місцевості, на якій превалує один з факторів зовнішніх дій – той, реакцію на зміни якого необхідно прогнозувати. Ця ділянка повинна бути однорідною за геологічною структурою. Вимірювання геодезичних параметрів повинно бути без грубих помилок. Ці вимоги забезпечують однорідність і плавність процесу, який спостерігається.

25.3. Виявлення грубих помилок вимірювань деформацій

Припущення про плавність розвитку процесу деформації споруди (будівлі), як у системі координат, так і в часі, дає змогу застосувати для виявлення грубих помилок і аналізу однорідності процесу, за яким ведеться спостереження, метод подвійної апроксимації криволінійними функціями.

Якщо відомі переміщення контрольних точок і їхні величини плавно змінюються по довжині об'єкта, моніторинг за яким здійснюється, то закон зміни вимірюваних величин описується функцією $y = f(x)$. Підбирають функцію таким чином, щоб задовольнялась умова мінімуму середнього квадратичного відхилення розрахованих величин від безпосередньо вимірних геодезичними способами. Далі застосовується метод математичної імовірності: знаходиться подвійна середня квадратична похибка апроксимації; середня квадратична помилка вимірювання переміщень (осідання, підйому, зсуву, крену). Нарешті виявляються ті точки геодезичних вимірювань, переміщення в яких не підпорядковані вибраному загальному закону деформації споруди (будівлі). Замінивши екстремальні переміщення в цих точках на їхні значення із апроксимації, підбирають нову функцію $y^I = f(x)$, аналогічну попередній $y = f(x)$. Порівнюють значення деформацій по повторній функції з фактичними за результатами вимірювань. Різниця між $y_{\text{серед}}$ і значень y^I буде близькою до величини додаткового переміщення контрольних точок геодезичного вимірювання.

25.4. Періодичність спостережень за деформаціями

Існують теоретичні методи визначення періодичності спостережень за деформаціями будівельних об'єктів, з якими можна ознайомитися в спеціальній літературі. В цьому параграфі розглянуто практичні міркування й рекомендації щодо періодичності геодезичних спостережень. Вибір інтервалу між послідовними циклами спостережень має суттєве значення для якості моніторингу. Частота проведення спостережень повинна забезпечити

можливість, з одного боку, судження про кінетику процесу деформації чи про незмінність процесу; з іншого боку, не пропустити моменту зміни характеру деформацій.

Спостереження за деформаціями повинні починатися відразу з початком будівництва, в процесі монтажу фундаментів будівлі і до прикладання горизонтального навантаження на фундамент, наприклад, до заповнення пазух котловану ґрунтом при будівлі з підвалом. Якщо перший цикл спостережень виконано із запізненням, то результати наступних циклів виявляться певною мірою знеціненими.

Основна частина деформацій припадає на будівельний період (50 – 85 %) залежно від виду ґрунтів, тому циклічність спостережень у цей час визначається в міру зростання навантаження на основи. В процесі будівництва цикли спостережень слід виконувати на кожному етапі: влаштування цоколя, стін по поверхах, покриття, монтажу технологічного обладнання тощо і обов'язково після завершення всіх робіт.

Після досягнення повної маси будівлі періодичність спостережень за деформаціями змінюється – спостереження стають систематичними. Виникає питання системності спостережень у зв'язку з техніко-економічною доцільністю вибору проміжку часу між циклами. При цьому бажано збільшити проміжки між циклами без втрати інформативності про процес деформації.

Для будівель, зведених на зв'язних ґрунтах (глинах, суглинках), рекомендується призначати цикли спостережень за деформаціями через 3...4, а на незв'язних (пісках) – через 5...6 місяців. Для просідаючих ґрунтів періодичність спостережень може бути скоригована до 3 місяців.

На періодичність спостережень впливає необхідність врахування можливих впливів зовнішніх факторів: зміна режиму рівня ґрунтових вод, поява підпорних вод, ослаблення чи пошкодження підвалини підземними розробками, розміщенням будівельного майданчика в щільній забудові і т.ін. Повторні спостереження необхідно проводити до початку дії цих факторів, у період їхньої дії і по закінченні.

Після початку експлуатації будівельного об'єкта спостереження за його деформаціями виконуються 1 – 2 рази на рік до повної стабілізації деформації. Для особливо чутливих до деформацій об'єктів спостереження виконують і після стабілізації з інтервалом 2 – 3 роки. Ознакою стабілізації деформацій є те, коли вони в трьох останніх циклах спостережень знаходяться в межах точності геодезичних вимірювань.

Спостереження за деформаціями будівель і споруд відновлюють через будь-який термін після їх припинення у випадках сильно діючих природних чи техногенних факторів (зведення поблизу нових капітальних будівель, виконання підземних робіт, які ослаблюють ґрунти, надбудова й капітальна реконструкція і т.п.), які спричинюють появу повторних деформацій. У цих випадках спостереження виконуються до і після дії нових факторів.

ОРГАНІЗАЦІЯ ГЕОДЕЗИЧНИХ РОБІТ. ГЕОДЕЗИЧНІ ЗНАКИ

26.1. Організація геодезичних робіт

Робота по геодезичних вимірюваннях при проведенні спостережень за деформаціями будівельних об'єктів складається з таких етапів:

- планово-організаційний;
- початковий технічно-виробничий;
- виконання польових робіт;
- оброблення результатів вимірювань;
- визначення деформацій об'єкта.

На першому планово-організаційному етапі на підставі технічного завдання на моніторинг об'єкта розробляється план, зміст, графік виконання робіт і заходи щодо матеріально-фінансового забезпечення робіт – тобто загальний проект моніторингу об'єкта.

Після затвердження проекту на початковому технічно-виробничому етапі підбирають геодезичні прилади та інше обладнання, необхідне для виконання вимірювань за планом робіт. Розпочинається установка знаків висотної основи і деформаційних марок.

Польові роботи починаються з утворення на об'єкті єдиної висотної основи, для чого прокладаються нівелірні ходи по всіх реперах, встановлених на об'єкті. Нівелювання реперів здійснюється за прийнятим класом точності. Надійність геометричного зв'язку між реперами періодично перевіряється до початку спостережень за деформаціями об'єкта. Висоти реперів визначаються в державній системі висот при прокладанні нівелірних ходів від цих реперів до ближнього пункту державної висотної основи. Робиться це один раз на початку проведення спостережень.

Після створення на об'єкті висотної основи починається спостереження за деформаціями об'єкта відповідно до встановленої періодичності за календарним планом робіт.

Одночасно з нівелюванням деформаційних марок вимірюють температуру тіла об'єкта, визначають рівень підземних вод та інші показники, за якими складають об'єктивний висновок про причини появи деформацій об'єкта і вплив їх на кінетику процесу деформацій.

По закінченні кожного циклу польових спостережень складають контрольну схему нівелірних ходів із зазначенням зміни висотних прив'язок і відстані між реперами та марками на об'єкті, визначають нев'язки в полігонах. В разі допустимості нев'язки ходи зрівнюють, оцінюють прийнятими в геодезії методами точності польових вимірювань і підраховують фактичні висоти деформаційних марок.

Роботи завершуються складанням відомості висот і осідань марок чи переміщень у горизонтальних напрямках з пояснювальною запискою.

Дані про деформації об'єкта доповнюються графіками коливань температури тіла об'єкта, рівня ґрунтових вод, результатами візуального огляду конструктивних частин об'єкта. Додаються результати вимірювань місцевих деформацій, які можуть виконувати фахівці-будівельники. До звіту про моніторинг об'єкта додають інші відомості, в яких відображається вплив на деформації різних факторів, специфічних для об'єкта спостереження.

При проведенні геодезичних робіт використовують різні типи знаків залежно від їхнього призначення, умов закріплення і характеру спостереження. За функціональним призначенням знаки розподіляються на два види: опорні і деформаційні; вони можуть бути плановими і висотними відповідно до вимірювання горизонтальних або вертикальних переміщень.

26.2. Опорні знаки

26.2.1. Загальна характеристика знаків

Опорні знаки призначені для закріплення в полігональній схемі тих пунктів, положення яких протягом усього періоду спостережень повинно зберігатися незмінним у межах нормованого допуску, призначуваного залежно від точності спостережень. Пунктів, які закріплюються опорними знаками, може бути декілька, але лише один з них приймається як вихідний для визначення величин деформацій. Інші призначені для контролю його положення. Конструкція опорних знаків повинна забезпечувати їхнє тривале зберігання для незмінності схеми вимірювань в усіх циклах спостережень, а також максимальну стабільність положення в плані і по висоті для надійного визначення величин деформацій протягом усього періоду спостережень.

Тривалість зберігання знаків досягається використанням міцних матеріалів, таких як залізобетон, металеві труби, уберіганням від руйнівної дії зовнішнього середовища: корозії, блукаючих струмів, техногенних факторів (ударів, зміщень) і т.д. Стабільність положень знаків у плані і по висоті забезпечується вибором надійного місця і необхідної глибини їх закладання, використанням заходів по захисту від дії активного верхнього шару ґрунту, механічних пошкоджень і т.п. Висотні опорні знаки слід розташовувати поза зоною можливого впливу на їхню стійкість зсувів, карстових явищ, підземних виробок, а також поза зоною деформацій ґрунтів від ваги споруд, матеріалів конструкцій, динамічних впливів від працюючих механізмів, транспорту. Опорні знаки повинні розташовуватися від об'єкта спостереження на відстані не менш глибини його закладання. Опірні знаки потрібно розміщувати в місцях доступних для вимірювання деформацій, як у будівельній, так і в експлуатаційний періоди.

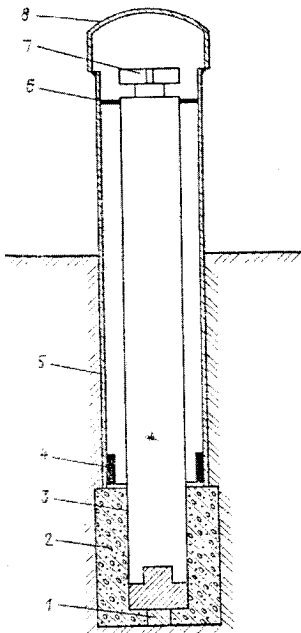
Планові опорні знаки призначені для визначення горизонтальних зміщень об'єктів спостереження.

Конструкція верхньої частини (головки) знаків повинна відповідати прийнятій методиці вимірювань, яка передбачає центрування приладів на знак із заданою точністю кутомірного приладу, візирних марок.

Знаки закритого типу, які встановлюються на рівні земної поверхні, призначені для використання штатива і центрування вимірювальних приладів за допомогою оптичного центра. В знаках відкритого типу головки розташовані на зручній для спостерігача висоті над поверхнею землі і обладнана спеціальним пристроєм, який центрує вимірювальний прилад безпосередньо на знак. Для уберігання знака від пошкоджень верхня його частина захищається колодязем або трубою. Головка знака захищається в період між циклами вимірювань зйомною кришкою.

26.2.2. Типи опорних знаків

Широко застосовуються трубчасті консольні знаки, які заглиблюються у тверді корінні породи або закріплюються безпосередньо на фундаменті будівлі в тому випадку, якщо вони призначені для спостереження за деформаціями технологічного обладнання. До них належить знак, показаний на рис.4.6 з жорсткою консоллю. Завдяки невеликій (до 6 м) висоті консолі цей знак має незначну чутливість до бічних дій, тому геодезичні прилади встановлюють безпосередньо на головку знака.



Знак являє трубу з регульованими гвинтами 1 для виведення головки знака 7 на потрібний горизонт. Труба 3, що закріплюється в нижніх стояках за допомогою бетонного якоря 2, і має захисний кожух у вигляді обсадної труби 5. Для уберігання від забруднення і потрапляння води в нижній частині міжтрубного простору розміщується бітумний шар 4, а у верхній частині – діафрагма з тканини 6. Головка знака залежить від типу вимірювальних приладів. Зверху вона захищена ковпаком 8.

Рис.4.6. Плановий знак з жорсткою консоллю

Геодезичні опорні знаки з гнучкою консоллю відрізняються від розглянутого значно більшою висотою консолі (від 6 до 15 м). Вони дуже чутливі до бічних дій, тому головка знака закріплюється не на основній, а на захисній або спеціальній додатковій трубі 1 (рис.4.7), яка виконує роль постійного штатива. В таких знаках головка виготовляється у вигляді координатного столика 2 з центральною втулкою 3; столик установлюється над центром 4, позначеному на основній трубі 5.

При глибокому заляганні стійких корінних ґрунтів (порід) застосовують геодезичні опорні знаки, сконструйовані на принципі зворотного виска (рис.4.8). На дні свердловини, забуреній на глибину корінних стійких порід в обсадній трубі 1, за допомогою якоря закріплюють інварний дріт 2, з

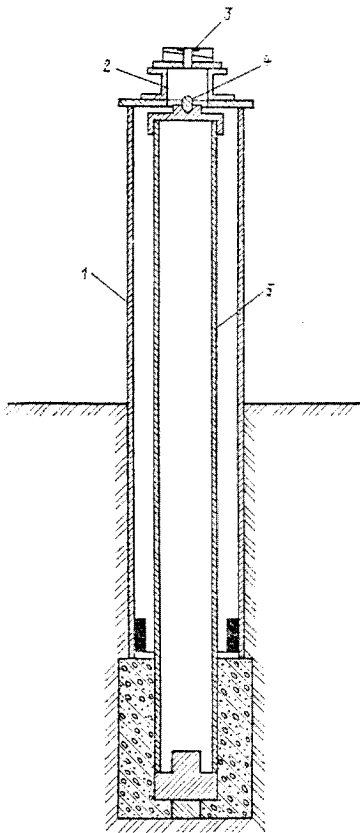


Рис.4.7. Плановий знак з гнучкою консоллю

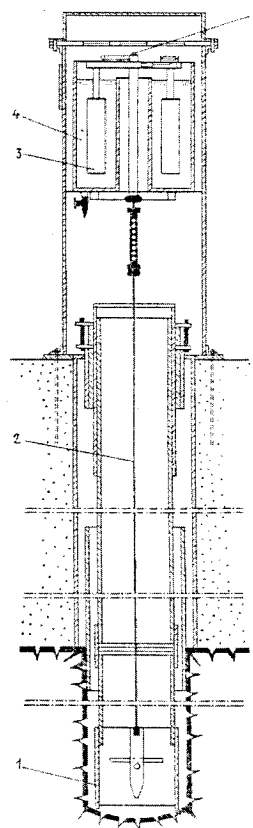


Рис.4.8. Зворотний висок

порожнистим тороподібним поплавцем 3, який вільно плаває в кільцевому резервуарі 4, піднімається вертикально вгору завдяки підйомній силі поплавця. Центром знака є шток 5 з перехрестям. Під дією зовнішньої сили поплавець виводиться із стану рівноваги, але завжди повертається в первісне положення. За допомогою мікроскопа ведеться спостереження за переміщенням центра і резервуара, тобто за переміщенням верхніх шарів ґрунту над глибинними шарами.

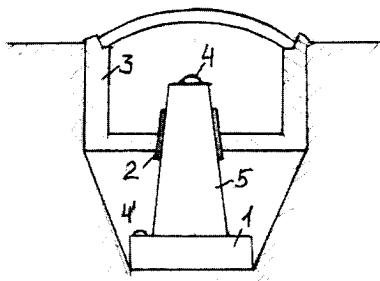
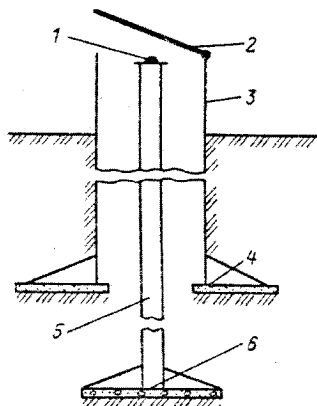


Рис.4.9. Ґрунтовий репер

Приклад ґрунтового репера показано на рис.4.9. На верхній грані пілона 5 і бетонної плити 1 закладаються металеві шарніри 4 і 4' з відстаням між ними з точністю до 1 мм. Залізобетонний пілон має розміри верхньої грані 15×15 см, плита – 60×60×20 см. Для уберігання репера від ушкоджень його розміщують у колодязі з захисною трубою 3. Між нею і пілоном 5 прокладена ізоляція 2.

Літературний відступ. Навантажений ґрунтовий репер нагадав епізод з повісті Ю.Давидова «Омут» про життя відомого народовольця Германа Лопатіна: про межування землі між князями причорноморських племен і переселенцями в підгір'я Північного Кавказу.

«Двинулись мы на промерку – простую без цепей, ходом по меже. Вы знаете, что межевые знаки бывают двух родов: внешние и тайные. Внешние при захвате уничтожить или испортить легко: столб повалить, канаву засыпать. Но на тайные надо секрет знать. Потому что это – глубокие ямы, в которых скрыта не гниющие вещества: камень, уголь».



Для спостереження за висотними переміщеннями ґрунту застосовуються *поверхневі ґрунтові марки*. Приклад поверхневої марки показано на рис. 4.10.

Рис.4.10. Поверхнева ґрунтова марка

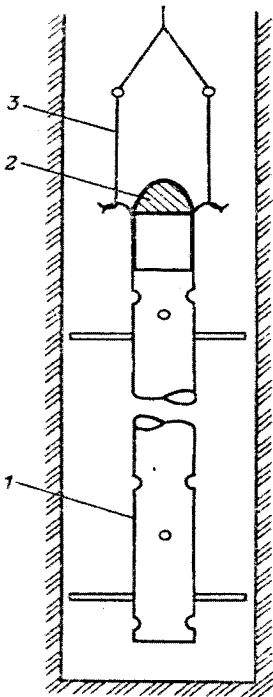


Рис.4.11. Глибинна марка

Вона складається з робочої труби 5, нижній кінець якої міститься нижче від глибини промерзання ґрунту, а верхній оснащений сферичною головкою 1; захисної трубки-люка 3 діаметром 10 см і довжиною 1 м з кришкою 2; верхнього 4 і нижнього 6 опорних металевих листів. Верхній лист править для підтримки труби-люка на глибині 0,6...0,7 м від поверхні, а нижній на глибині 2 м править опорою труби самої марки.

Для спостереження за підйомом котловану застосовуються глибинні марки (рис.4.11). Глибинна марка розміщується в свердловині влаштованій механічним бурінням на 50 см нижче від рівня дна котловану. Марка виготовляється із металевої перфорованої труби 1 діаметром 3,5 см і довжиною 1,3 м. До верхнього кінця труби приварюється головка 2 із сферичною поверхнею. Марку опускають в свердловину на конопляному тросі 3, який знизу має гачок для звільнення троса від марки. Для цементування марки в свердловину опускають трубопровід з газових труб. До верхнього кінця трубопроводу кріпляться лійки. Обсадна труба в свердловині піднімається до рівня головки марки, і через лійку по трубопроводу подають цементний розчин. Цементують так, щоб верхня частина марки на 15 см залишилась вільною.

Після закладки марки виконують планову прив'язку гирла свердловини і нівелювання самої глибинної марки (рис.4.12).

Для нівелювання марки використовують рейку та інварну стрічку з міліметровими поділками. До одного кінця стрічки закріплено вантаж, а з іншого противантаж. Стрічку опускають у трубу до торкання вантажу з головкою марки. Нівелювання здійснюється при двох горизонтах. Одночасно вимірюють температуру повітря на поверхні землі і в свердловині. По закінченні нівелювання обсадну трубу витягують на глибинну марку засипають піском.

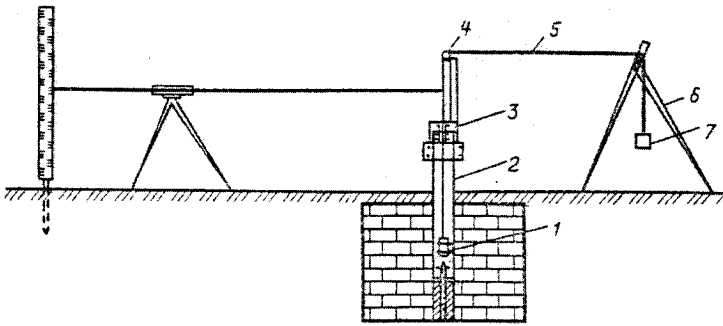


Рис.4.12. Схема передачі висоти на глибинну марку:
 1 – вантаж; 2 – обсадна труба; 3 – пристрій для закріплення блока;
 4 – блок; 5 – інварна стрічка; 6 – штатив; 7 – протівантаж

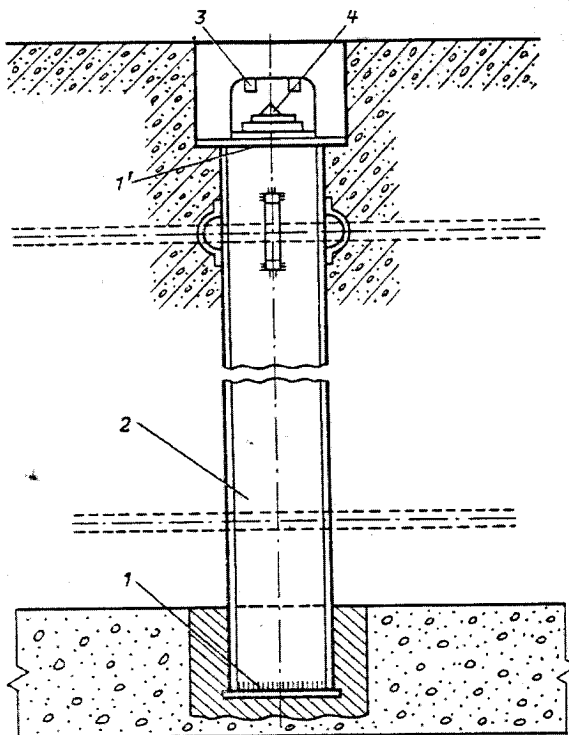


Рис.4.13. Труба-марка

Після екскавації котловану за даними планової прив'язки знаходять розміщення глибинної марки, знімають над нею шар піску і геометричним нівелюванням заново визначають її висоту. Різниця висот марки, отриманих до і після викопування котловану, дає величину підйому його дна.

Для спостереження за осіданням бетонних плит споруд при значній їхній товщині одночасно з армуванням у плиті влаштовують трубу-марку.

Труба-марка (рис.4.13) являє собою відрізок обсадної труби 2, на обох кінцях якої приварені фланці 1 і 1'. На верхньому фланці змонтовано марку 4 із захисною кришкою 3. Для захисту від корозії трубу з обох боків покривають ізоляцією. Нівелювання марки і різницю висот виконують за однотипною методикою, розглянутою вище.

26.3. Деформаційні знаки

26.3.1. Загальна характеристика знаків

Для спостереження за деформаціями будівельного об'єкта чи окремих його частин на ньому закріплюють спеціальні *деформаційні знаки – марки*. За положенням марок робляться висновки про деформації об'єкта, тому надійність закріплення їх на конструкціях є дуже важливою умовою. Розміщення і кількість деформаційних марок мають бути такими, щоб якнайповніше виявити деформації об'єкта. Їх розміщують у характерних точках об'єкта і обов'язково в місцях, де очікуються найбільші деформації, і в таких місцях, де, по розрахункам проектувальників, можуть виникнути небезпечні для працездатності конструктивних елементів деформації. При цьому кількість знаків не повинна бути занадто великою. Збільшення знаків призводить до збільшення об'єму вимірювань (геодезичних робіт) і часу виконання одного циклу спостережень. У такому разі втрачається дуже важлива обставина спостереження – «виміри в реальному часі», що заважатиме при аналізі результатів спостережень з точки зору розвитку деформації в просторі і часі. Фактор часу при вимірюванні деформацій має важливе значення. При виконанні циклу спостережень плинні деформації не повинні спотворювати точність вимірювань у кожній точці.

Вибір місцеположення знаків залежить від об'ємно-планувальних особливостей об'єкта спостереження, розміщення його частин і несучих конструкцій, з'єднання їх між собою, взаємозв'язку елементів технологічного

обладнання. Розміщення деформаційних марок на об'єкті – це складова частина робочої програми плану спостереження.

Конструкції деформаційних знаків, як і опорних, визначаються їхнім цільовим призначенням, способом закріплення, можливістю встановлення на них вимірювального обладнання. Декілька прикладів знаків наведені далі.

26.3.2. Типи деформаційних знаків



Рис.4.14. Візирні знаки

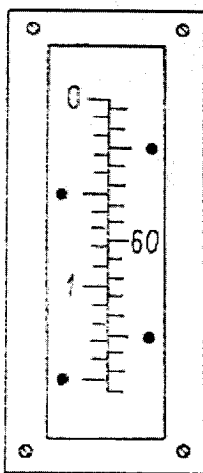


Рис.4.15. Стінова марка-шкала

Простими є деформаційні знаки, призначені для визначення їхнього положення без установа на них вимірювальних приладів. На рис.4.14 показано марку з різними візирними цілями для кутових вимірювань. На рис.4.15 наведено марку для нівелювання по висоті.

Марки приклеюються, приварюються до закладних деталей у стінах.

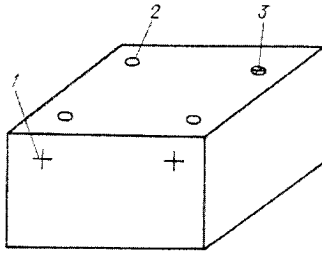


Рис.4.16. Спостережні цілі на обладнанні

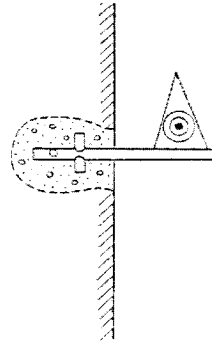


Рис.4.17. Деформаційна візирна марка на кронштейні

Спостережні цілі можуть бути влаштовані безпосередньо на площадках (спеціально оброблених) будівлі чи технологічного обладнання, наприклад, для планових знаків на бічних поверхнях у вигляді анкерного перехрестя 1 (рис.4.16); для висотних знаків – на горизонтальних поверхнях у вигляді оконтуреної площини 2 для встановлення на неї нівелірної рейки. Можливе суміщення таких спостережних цілей, позначене на горизонтальній поверхні, в одну планово-висотну марку 3. Конструктивні особливості об'єкта, умови спостереження і вимірювання можуть зумовити розміщення візирних цілей на кронштейнах (рис.4.17).

Планові деформаційні знаки, на які при вимірюваннях передбачається встановлювати прилади, являють собою закладні або скріплені болтами центрувальні пристрої (рис.4.18). Знак на рис. 4.18, а виконується з колової металевої опорної плити з трьома борознами під кутом 120°. В борозни встановлюються підйомні гвинти основи теодоліта або візирної марки.

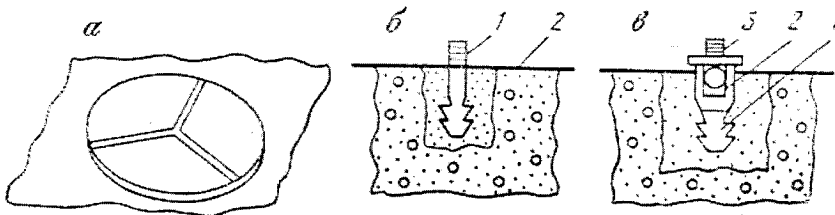


Рис.4.18. Деформаційні знаки у вигляді центрувальних пристроїв

Знак може мати вигляд стрижня *1* з гвинтовою нарізкою для закріплення на ньому підставки теодоліта. Стрижень *1* бетонується в горизонтальну конструкцію будівлі *2* (рис.4.18, б). Якщо верхній кінець стрижня оформити у вигляді півсфери, то знак можна використовувати як висотний; у такому випадку на головку встановлюється нівелірна рейка. Замість стрижня знак може бути виконаний у вигляді гніздового центра *1* з центрувальною втулкою *2* (рис.4.18, в), в якій розміщена посадочну кульку встановлювального гвинта *3*, з'єднаного з підставкою приладу.

В усіх циклах спостережень слід застосовувати один і той самий комплект приладів і зберігати одноманітність установалення підставки.

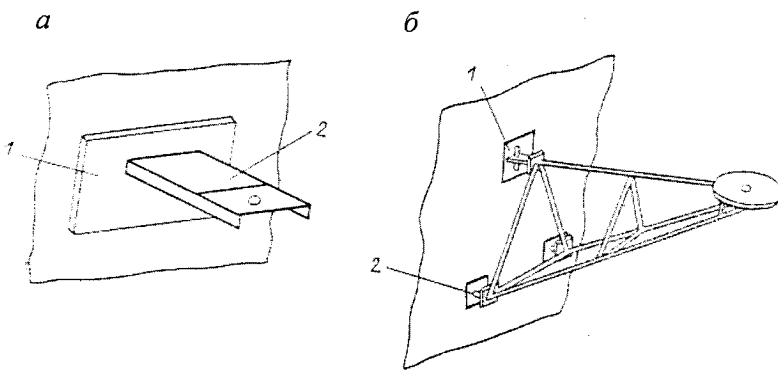


Рис.4.19. Знаки на кронштейнах

Центр знака, показаного на рис.4.19, *а*, у вигляді круглого отвору, через який підставка теодоліта чи візирної марки прикріплюється до знака. Знак може бути переносним (рис.4.19, *б*). Для виконання вимірювання кронштейн установалюють у робоче положення за допомогою хомута *1* і упорів *2*, які опираються на підп'ятники.

Конструкції осадових марок досить різноманітні. Найпростіші марки у вигляді металевих стрижнів, профільних кутиків, болтів тощо, на яких влаштовується сферична головка (рис.4.20). Ці марки закріплюються на конструкціях споруди бетонуванням чи приварюванням і для збереження прикриваються захисними кожухами.

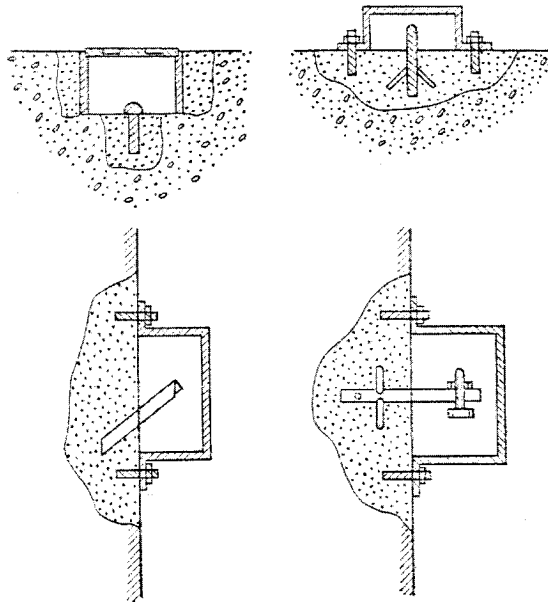


Рис.4.18. Осадові марки

26.4. Визначення переміщень будівель і споруд

26.4.1. Спостереження за осіданнями

Систематичні вимірювання осідання фундаментів є одним з основних методів вивчення деформацій підвалин будівель і споруд. Ці спостереження характеризують стійкість підвалин і будівельних об'єктів в цілому, дають змогу своєчасно вжити відповідних заходів щодо запобігання небезпечних ситуацій. Накопичення й аналіз спостережень дають необхідні дані для уточнення методів розрахунку підвалин, установлення граничних нормованих величин осідання для різних ґрунтів і об'єктів.

Найбільш поширеним методом спостереження за осіданнями є циклічне геометричне нівелювання осадкових марок, встановлених на об'єкті. Висота і швидкість змінення положень показує характер деформування об'єкту. Для цього застосовують високоточне нівелювання. В подальшому вимірювання осідань зводиться до прокладання нівелірних ходів по закладених у цоколі будівлі марках.

Спостереження за особливо важливими об'єктами виконуються нівелюванням, I класу в прямому і зворотному напрямках з допустимою похибкою у вимірюваннях, отриманих з двох горизонтів нівелірів, не більше ніж 0,3 мм. Для промислових споруд застосовують нівелювання II і III класів. Нівелювання II класу виконують при одному горизонті приладу в прямому і зворотному напрямках, використовуючи нівеліри типу Н-1, Н-2 та інварні штрихові рейки. Якщо середня швидкість осідання об'єкта перевершує 5...10 мм за місяць, то виконують нівелювання III класу нівелірами Н-3 з використанням двобічних рейок із сантиметровими поділками. Нівелювання проводять при двох горизонтах приладу в одному напрямку.

Після кожного циклу спостережень обробляють журнали нівелювання і обчислюють відмітки всіх осадових марок. Якщо H_1 – відмітка марки з першого циклу вимірювань, а H_i – відмітка марки з наступних циклів, то повне осідання S кожної точки фундаменту становить:

$$S = H_1 - H_i \quad (4.2)$$

Щоб мати наочне уявлення про хід осідань, на початку спостереження складають графіки осідань точок, профілі осідань по повздовжніх і поперечних осях фундаменту чи по інших характерних напрямках.

Попередню точність вимірювання вертикальних переміщень установлюють залежно від очікуваної величини переміщень, передбачених у проекті (табл.4.1).

Таблиця 4.1

Розрахункова величина вертикальних переміщень, передбачена проектом, мм	Допустима похибка вимірювання вертикальних переміщень (мм) для періоду	
	будівельного	експлуатаційного
До 50	1/1	1/1
Більше 50 до 100	2/1	1/1
Більше 100 до 250	5/2	1/2
Більше 250 до 500	10/15	2/5
Більше 500	15/10	5/10

Примітка. У чисельнику дано значення для піщаних ґрунтів, у знаменнику – для глинистих

Граничні величини деформацій фундаментів для деяких будівель і споруд за час будівництва та експлуатації не повинні перевищувати значень, даних у табл. 4.2.

Таблиця 4.2

№	Об'єкти	Гранична деформація		
		Відносна різниця осідань ($\Delta S/L$)	Крен, i	Середнє S_u (в точках максимальне S_{max}) осідання, см
1	Виробничі і громадські одноповерхові і багатоповерхові будівлі з повним каркасом:			
	- залізобетонним	0,002	-	(8)
	- сталевим	0,004	-	(12)
2	Багатоповерхові безкаркасні будівлі з несучими стінами:			
	- з великих панелей	0,0016	0,005	10
	- з великих блоків чи цегляної кладки без армування	0,0020	0,005	10
	- те саме з армуванням і влаштуванням з/б поясів	0,0024	0,005	15
3	Димові труби заввишки H , м:			
	$H \leq 100$	-	0,005	40
	$100 \leq H \leq 200$	-	$1/(2H)$	30
	$200 < H \leq 300$	-	$1/(2H)$	20
	$H > 300$	-	$1/(2H)$	10
4	Жорсткі споруди заввишки до 100 м, окрім указаних в п.3	-	0,004	20
5	Опори повітряних ліній електропередачі:			
	- проміжні прямі	0,003	0,003	-
	- анкерні	0,002	0,002	-

26.4.2. Спостереження за горизонтальними переміщеннями (зсувами) будівель і споруд

Горизонтальні переміщення визначаються від опорних пунктів, розташованих за межею впливу об'єкта, і прийнятих за нерухомі. Спостереження за зсувами будівель після введення їх в експлуатацію виконуються обов'язково навесні і восени й припиняються, коли швидкість зміщень не перевершує 2 мм за рік. Циклічність спостережень поновлюється, коли з'являються деформації, непередбачені проектом. Згідно з нормативними документами середні квадратичні помилки визначення горизонтальних переміщень будівель і споруд не повинні перевищувати:

1 мм – для об'єктів, споруджуваних на скельних і напівскельних ґрунтах;
3 мм – для об'єктів, споруджуваних на піщаних, глинистих та інших ґрунтах, що стискаються;

10 мм – для об'єктів, споруджуваних на просідаючих насипних та інших ґрунтах, які сильно стискаються.

Розглянемо декілька методів вимірювання зсувів об'єктів.

Метод мікротріангуляції. Цей метод застосовується для спостереження за зсувами інженерних споруд лінійно-протягнутого типу, наприклад мостів. На об'єкті влаштовується ланцюг трикутників, який спирається на опорні пункти. Вимірювання переміщень точок споруди зводиться до періодичного спостереження за ним з наступним визначенням горизонтальних векторів зміщення для кожної точки по зміні її координат між циклами спостережень. Якщо x_1 і y_1 – координати точки в першому циклі спостережень, а x_2 і y_2 – в другому циклі, то повна величина зсуву точки становить

$$r = \sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2} . \quad (4.3)$$

У разі, якщо r перевищує подвійну точність визначення зсуву, факт наявності горизонтального переміщення споруди вважається встановленим.

Метод отворів. Цей метод найбільш поширений для спостереження за зсувами будівель і споруд. Суть методу полягає в такому. На двох протилежних кінцях окремо від об'єкта встановлюються опорні пункти А, В (рис.4.21), а в точках 1...5 – деформаційні знаки. Визначають відхилення деформаційних знаків від створу АВ за допомогою візирної марки, яка встановлюється на кожний деформаційний знак. Величину зміщення по перпендикуляру до створу y_i відлічують безпосередньо по шкалі марки.



Рис. 4.21. Схема розміщення опорних пунктів і марок

Горизонтальне зміщення може бути встановлено вимірюванням високоточним теодолітом малих кутів α між створом АВ і напрямками А1...А5 (див. рис. 4.21). При цьому способі на деформаційних знаках встановлюють нерухомі марки. Вимірявши відстані $l_1...l_5$ від точки А до марок 1...5 чутливим світловимірником, обчислюють величини горизонтальних переміщень:

$$y_i = l_i \frac{\alpha_i}{\rho''} . \quad (4.4)$$

У разі неможливості утворити створ для вимірювання горизонтальних зміщень будують триангуляційну мережу. Суть способу полягає в послідовному від одного до іншого опорного пункту визначенні координати деформаційних марок, включених у триангуляційну мережу. За різницею переміщень контрольних точок між циклами спостережень визначають горизонтальне переміщення будівлі, споруди.

26.4.3. Спостереження за кренами будівель і споруд

Для спостереження за спорудами заввишки до 15 м достатньо застосувати висок, закріплений зверху споруди. По відхиленню нитки виска b від споруди, яку треба вимірювати кожного разу в одному рівні від її основи, обчислюють крен:

$$i = \frac{b}{h}. \quad (4.5)$$

Для вимірювання крену високих споруд (до 100 м) застосовують теодоліти. Прилад установлюють над постійним опорним знаком приблизно на відстані подвійної висоти об'єкта. Зорову трубу наводять на помітну верхню точку об'єкта, в якій закріплена марка. Опустивши трубу донизу, відмічають проекцію марки на горизонтальному пристрої, влаштованому перпендикулярно до візирної лінії теодоліта. Аналогічно визначають величину крену в іншій вертикальній площині, перпендикулярній першій. По двох значеннях горизонтальних відхилень марки l_1 і l_2 обчислюється крен

$$i = \frac{\sqrt{l_1^2 + l_2^2}}{H}. \quad (4.6)$$

Забезпечується точність вимірювання величини $\sqrt{l_1^2 + l_2^2}$ до 1 мм.

Крен високих об'єктів вимірюється способом горизонтальних кутів між опорними точками А і В. Високоточним теодолітом вимірюються кути між опорними напрямками AN і BM (рис. 4.22) та контрольними точками на об'єкті. За різницею кутів між циклами спостережень і горизонтальними прокладаннями контрольних точок визначаються складові крену l_1 і l_2 .

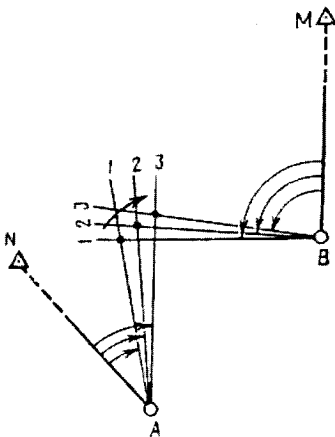


Рис. 4.22. До визначення крену споруди

26.4.4. Фотограмметричні методи спостереження деформацій будівель і споруд

Спостереження деформацій може здійснюватися двома методами: фотограмметричним і стереофотограмметричним.

Суть фотограмметричного методу полягає у фотографуванні об'єкта фототеодолітом із закріпленого на місцевості опорного пункту в кожному циклі спостереження. Метод дає можливість визначити зміщення практично необмеженої кількості точок об'єкта по напрямках двох координатних осей. Зсув (зміщення точок у горизонтальному напрямку) ΔX і осідання (зміщення у вертикальному напрямку) ΔZ визначається для кожної точки за такими формулами:

$$\begin{aligned}\Delta X_i &= X_i - X_0 = \frac{L}{f} x_i - \frac{L}{f} x_0 = \frac{L}{f} \Delta x_i; \\ \Delta Z_i &= Z_i - Z_0 = \frac{L}{f} z_i - \frac{L}{f} z_0 = \frac{L}{f} \Delta z_i,\end{aligned}\quad (4.7)$$

де X_i, Z_i, X_0, Z_0 – координати точки в поточному і попередньому циклах спостережень;

x_i, z_i, x_0, z_0 – координати точки на фотознімку в поточному і попередньому циклах спостережень;

$\Delta X, \Delta Z$ – зміщення точок уздовж осей x і z на фотознімку між циклами спостережень;

L – відстань фототеодоліта від об'єкта;

f – фокусна відстань фотокамери.

Величини $\Delta X, \Delta Z$ вимірюються за фотознімками на стереокомпараторі.

Сtereoфотограмметричний метод дає змогу визначити зміщення точок об'єкта по напрямку трьох координатних осей. Фотографування виконується з двох опорних пунктів, відстань між якими зветься базисом фотографування B . Зміщення точок за напрямками осей Y, X, Z визначається за такими формулами:

$$\begin{aligned}\Delta Y_i &= Y_i - Y_0 = B \left(\frac{Y_i}{P_i} - \frac{Y_0}{P_0} \right); \\ \Delta X_i &= X_i - X_0 = B \left(\frac{x_i}{P_i} - \frac{x_0}{P_0} \right); \\ \Delta Z_i &= Z_i - Z_0 = B \left(\frac{Z_i}{P_i} - \frac{Z_0}{P_0} \right),\end{aligned}\tag{4.8}$$

де B – базис фотографування;

p_i, p_0 – поздовжні паралакси точок у поточному і попередньому циклах спостережень, які дорівнюють різницям абсцис точок на лівому і правому фотознімках.

Координати точок знімка x, z і поздовжній паралакс p в кожному циклі спостереження вимірюються на стереокомпараторі. Точність визначення деформацій об'єкта залежить від величини базису B , незмінності положення опорних пунктів, виконання всіх робіт у кожному циклі спостереження відповідно до вимог, що ставляться до проведення фототеодолітної зйомки. Деформації об'єкта спостереження визначаються з точністю 1...3 мм.

СПОСТЕРЕЖЕННЯ ЗА ЛОКАЛЬНИМИ ПЕРЕМІЩЕННЯМИ. АВТОМАТИЗАЦІЯ СПОСТЕРЕЖЕНЬ

27.1. Вимірювання лінійних переміщень

Спостереження за локальними переміщеннями окремих елементів будівлі одного відносно іншого полягають у визначенні взаємних зміщень близьких точок елементів шляхом вимірювання відстані між ними. У методиці вимірювання локальних переміщень при проведенні спостережень за будівельним об'єктом при будівництві та експлуатації багато спільного з вимірюванням деформацій при випробуванні і обстеженні будівель і споруд (глава 3 підручника, параграфи 3.4 і 3.6). Для визначення переміщень застосовують нутромери і жезли.

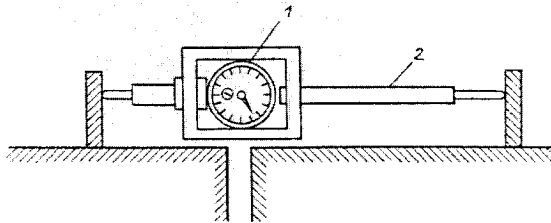


Рис.4.23. Схема нутромера

Якщо на сусідніх елементах будівлі влаштовані пластини-упори, обернені один до одного шліфованими поверхнями, то вимірювання відстані між ними можна здійснювати, застосувавши прилад з індикатором годинникового типу 1, який отримав назву нутромір (рис.4.23). Цей прилад контактної дії має комплект стрижнів 2 різної довжини, завдяки яким можна розширити діапазон вимірювань.

Штрикові жезли з жорсткою штангою являють собою інварний стрижень (рис.4.24) прямокутного перерізу з міліметровими шкалами 1 на кінцях.

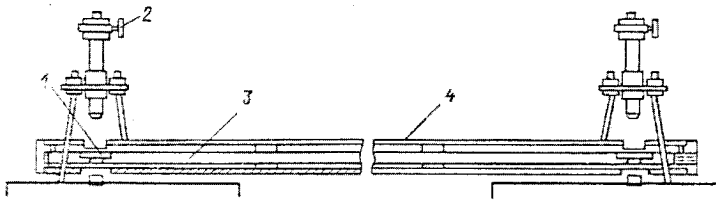


Рис.4.24. Схема штрихового жезла з жорсткою штангою

Стрижень поміщений в металевий корпус 4, і з одного боку до нього жорстко приєднаний оптичний компаратор 3.

Відліки за шкалами, які розміщені над марками, закріплені на елементах, виконують з використанням мікроскопа-мікрометра 2.

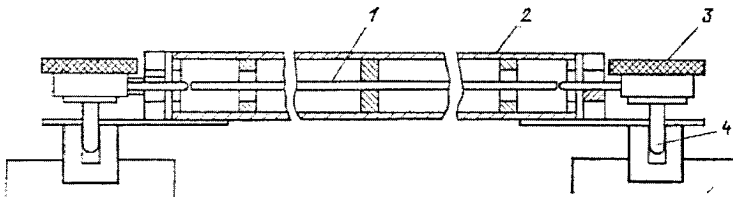


Рис.4.25. Схема кінцевого мірного жезла

Кінцевий мірний жезл (рис.4.25), виготовлений з інварного стрижня 1 зі сферичними отворами на кінцях, розміщений у корпусі 2. При вимірюванні прилад розміщують між насадками 4, які жорстко закріплені на елементах будівлі. Насадки встановлюють у втулки знаків, які закріплюють положення спостережувальних точок елементів. Для вимірювання прилад оснащено індикаторами годинникового типу 3.

27.2. Автоматизація спостережень

Беручи до уваги значні обсяги інформації за результатами спостережень при проведенні моніторингу і складність математичних розрахунків при обробленні великого масиву вимірювань, автоматизація робіт по аналізу і обчисленню інформації має важливе значення. Підхід до автоматизації робіт при моніторингу такий самий, як і експериментальному дослідженні будівель і споруд. Необхідно з використанням різноманітних перетворювачів,

вимірювальні величини перетворити на електричні сигнали і передати їх в обчислювальні комплекси, в яких за відповідним програмним забезпеченням відбувається оброблення, аналіз інформації і видача результату.

Основні принципи автоматизації вимірювань. Для виконання вимірювань деформацій застосовується часткова чи повна автоматизація. Це може бути зумовлено вимогами безпеки проведення робіт, необхідністю швидко виконати цикл геодезичних вимірювань, наприклад, якщо їх проведення потребує зупинення виробництва, наміром отримати результати вимірювання деформацій в реальному часі і т. ін.

Засоби автоматизації повинні забезпечувати точність, не нижчу від тієї, яку забезпечують звичайні методи геодезичних вимірювань. Вони мають бути надійними в роботі і надавати достовірну інформацію. Ці засоби повинні бути за можливістю простими у виконанні та експлуатації.

Розглянемо декілька прикладів автоматизування вимірювань. На рис.4.26 показано схему автоматичного варіанта приладу «Дистінвар», призначеного для вимірювання лінійних переміщень. В приладі балансир 2 хитається між двома електричними контактами 1, які розмикаються в той момент, коли встановлюється рівновага між натягінням, яке діє в інварному дроті 3, і вагою балансира. Величина переміщення каретки 5 фіксується потенціометричним датчиком переміщень 4. Конструкцію датчика тут не розглядаємо. В ній використовуються тензорезистори фольгові як більш чутливі (див. параграф 4.1) для перетворення деформацій робочої деталі датчика на електричні сигнали. Реєструвальний пристрій зворотним ходом перетворює ці сигнали на фізичну величину, яка вимірюється.

Особливістю конструкції датчика 4 є те, що робоча його деталь, яка деформується, виконана у вигляді пружини, на яку наклеєні тензорезистори. При деформації пружини змінюється її електричний опір. Висока чутливість приладу забезпечена підбором діаметра дроту пружини (в межах 0,12...0,4 мм), її довжини таким чином, щоб опір тензорезисторів змінювався в межах від 0,1...5 до 3 – 20 Ом при зусиллі на інварний дріт від 1 до 100 г.

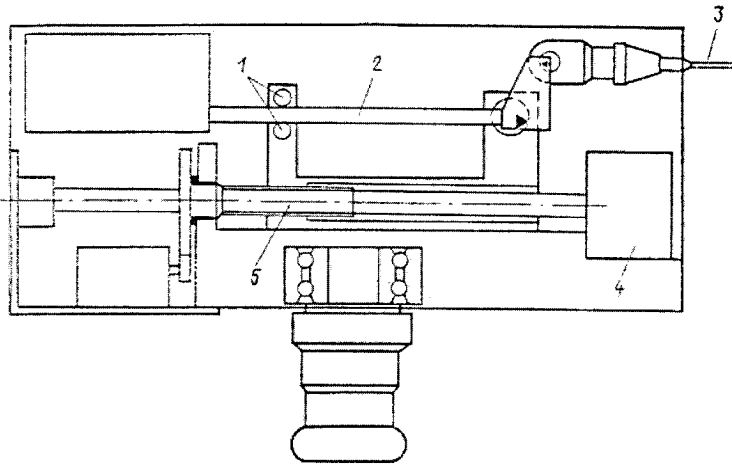


Рис.4.26. Схема автоматичного варіанта приладу «Дистінвар»

Основу механотронів (рис.4.27) становлять електронні та іонні лампи, електроди яких можуть змінювати взаємне розміщення під дією зовнішнього зусилля. В механотроні стрижень *1* взаємодіє з елементом будівлі, який переміщується відносно іншого елемента, до якого прикріплено корпус механотрона. Внаслідок переміщення стрижня *1* мембрана *2* деформується – положення анода *3* відносно катода *4* змінюється, що спричинює розбаланс моста опору.

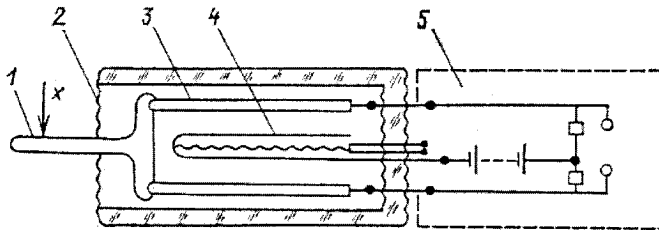


Рис.4.27. Схема механотрона

Механотрони із застосуванням тензометрування можна використовувати в приладах для вимірювання дуже малих переміщень, оскільки чутливість їх дуже велика (до 0,0001 м).

У геодезичній практиці для перетворення лінійних і кутових переміщень на електричні сигнали застосовують індуктивні перетворювачі. Індуктивний перетворювач являє собою дросель, що складається з магнітопроводу і обмоток. Механічне переміщення (вимірювальна величина) діє на магнітопровід і змінює зазор між котушками; від цього змінюється індуктивність системи. Застосовуються індуктивні перетворювачі, які містять одну чи декілька котушок індуктивності, розташованих на металевому каркасі, і рухомий якір у вигляді струни з феромагнітного матеріалу. На рис. 4.28 показано принципову схему датчика для вимірювання лінійних переміщень з використанням індуктивного перетворювача.

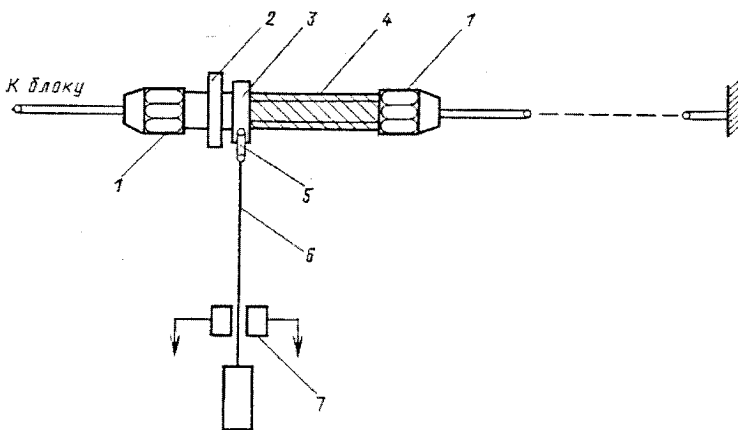


Рис.4.28. Схема використання індукційного перетворювача

Один кінець інварного дроту жорстко прикріплюється до нерухомої конструкції, на іншому кінці закріплена втулка 4 з цанговим зажимами 1, упором 2 для диска 3 з виском 6. Кріплення виска до диска здійснюється шарніром 5, який забезпечує вертикальність струни виска при повороті диска. Положення виска визначається по індуктивному датчику 7, який прикріплено до деформаційного знака на елементі, переміщення якого вимірюються.

Ємнісні перетворювачі являють собою конденсатори змінної ємності. Залежно від технічних характеристик вимірювальних приладів використовують

різні типи ємнісних перетворювачів: із змінним зазором (рис.4.29, а), зі змінною площиною θ (рис.4.29, б), зі змінною діелектричною проникністю рідини ε (рис.4.29, в).

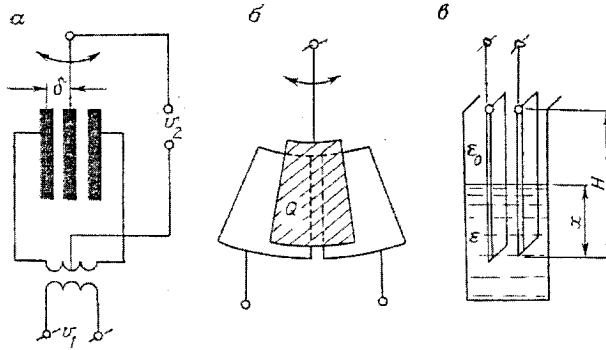
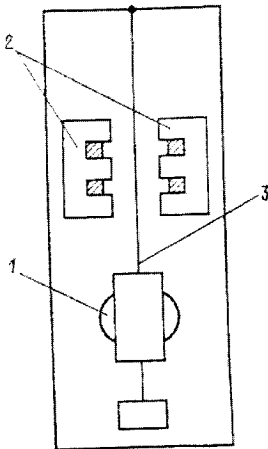


Рис.4.29. Типи ємнісних перетворювачів

Розглянуті електричні перетворювачі забезпечують велику точність вимірювань. Вони цікаві тим, що застосовуються не тільки в геодезичних вимірюваннях, а й при проведенні випробувань будівельних конструкцій на додаток до тих приладів і устаткування, які розглянуті в параграфі 4.4.



Електричні перетворювачі застосовуються в приладах для вимірювання нахилу окремих частин будівель (наприклад стін) і елементів.

Для вимірювання нахилу в двох взаємно перпендикулярних площях застосовуються двокоординатний індуктивний перетворювач (рис.4.30). У цьому перетворювачі котушки індуктивності 1 і 2 розміщені на двох горизонтах і орієнтовані одна відносно іншої на 90° . Струна або жорсткий стрижень маятника 3 проходить через зазори між котушками індуктивності.

Рис.4.30. Схема індуктивного нахиломіра

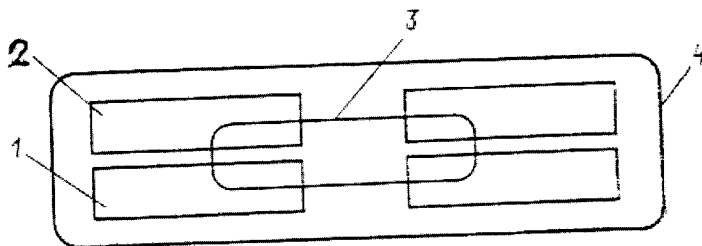


Рис.4.31. Схема рівневого нахиломіра

У нахиломірах рівневого типу (рис. 4.31) датчик приладу виконаний з використанням скляних ампул рівня. Принцип дії датчика ґрунтується на тому, що переміщення бульбашки 3 при нахилі всієї ампули 4 змінює діелектричну проникність оточення між обкладками конденсаторів 1 і 2.

У нахиломірах з використанням рідини (рис.4.32) як відлікового фактора є вільна площа рідини в посудині. Датчик – це посудина з плоским дном 1, до половини заповнена неелектропровідною рідиною 2. В посудині розміщено декілька пар вертикальних пластин 3, до половини занурених у рідину і приєднаних до електронного пристрою 4.

При горизонтальному положенні дна посудини ємності обох половин, створеного пластинами 3 конденсатора, однакові. При нахилі посудини ємність однієї половини конденсатора зменшується, а іншої – збільшується. Різниця ємностей фіксується електронним приладом 4. Прилад підключається до зовнішньої електромережі 5.

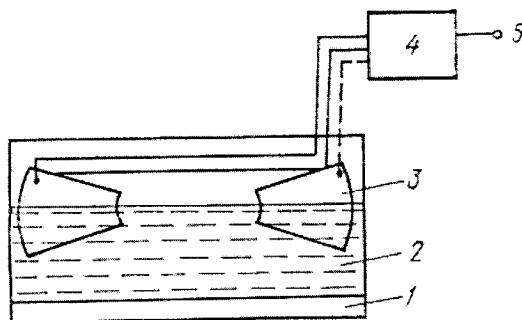


Рис.4.32. Схема нахиломіра з використанням рідини

ПРИКЛАДИ ГЕОДЕЗИЧНОГО МОНІТОРИНГУ СПОРУД

Мета моніторингу висячих унікальних покриттів спортивних споруд полягала в оцінюванні якості реалізації при будівництві складних просторових форм покриттів. Визначені деформаційні зміщення використовувалися для побудови фактичних поверхонь покриттів і порівняння їх з теоретичними аналогами.

Моніторинг покриття велотреку (об'єкт Олімпійських ігор 1980 р., м. Москва) представлено двома прикладами – 4.2 та 4.3. В прикладі 4.2 подано результати дослідження моделі покриття.

Приклад 4.2. Дослідження моделі мембранного покриття

Об'єкт дослідження. Покриття велотреку на 6000 посадочних місць загальною площею 17500 м². Покриття складається з двох сталевих мембранних сідлоподібних оболонок, закріплених до похилих безшарнірних арок прольотом 168 м кожна коробчастого перерізу розміром 2×3 м. П'ять арок кожної оболонки з'єднані затяжками. Зовні арки в середній частині прольоту спираються на консолі трибун. Внутрішні арки об'єднані зв'язками в просторовий блок і не мають проміжних опор.

Покриття будівлі розраховано на навантаження від власної ваги, на снігове і вітрове навантаження і на дію змінної температури. Розрахункове рівномірно розподілене навантаження на оболонку від власної ваги і технологічного обладнання становило відповідно 1600 Н/м² і 2600 Н/м² на ділянці покриття між внутрішніми арками, розрахункове снігове навантаження приймалося 1400 Н/м². Розрахункові схеми снігового навантаження показані на рис.4.34, а, б, в, г. Спостереження за формуванням снігу на покритті після введення велотреку в експлуатацію дали змогу встановити дійсну схему снігового навантаження, показану на рис.4.34, г.

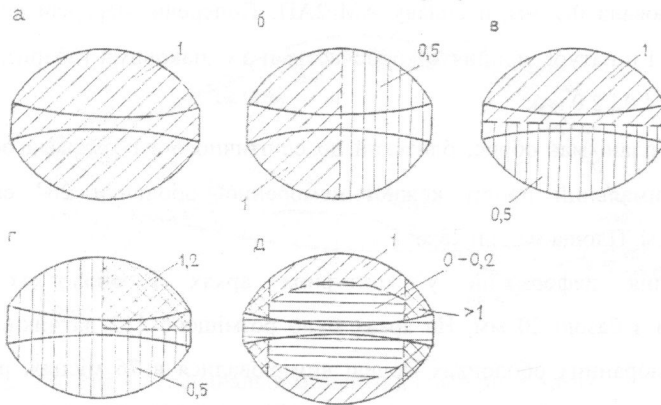


Рис.4.34. Схеми снігових навантажень на покритті

Враховуючи складну конструктивну форму покриття, його розрахунок виконувався незалежно один від одного різними організаціями по декількох розрахункових моделях.

Експериментальні дослідження моделі покриття*. З метою оцінювання надійності конструктивних рішень і достовірності їх розрахунків були виконані випробування моделі покриття велотреку. Для моделі покриття було прийнято геометричний масштаб 1:25 до природи. Виходячи з цього і з матеріалу моделі, на підставі теорії подібності отримали масштаби всіх інших геометричних і силових параметрів моделі, наприклад: для рівномірного розподіленого навантаження $C_q=145830$; для згинальних моментів $C_M=17500$; для поздовжніх зусиль $C_N=700$.

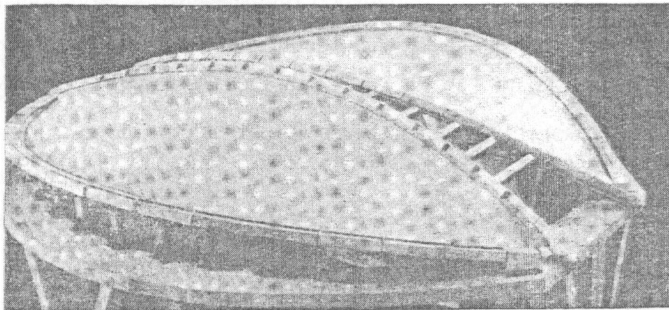


Рис.4.35. Експериментальна модель покриття

Щоб підвищити точність експерименту шляхом збільшення масштабу деформацій, а також забезпечити відповідно до законів подібності зручні при виготовленні моделі її геометричні параметри, матеріалом для неї були прийняті алюмінієві сплави. Товщина

* Диховичный Ю.А. Большепролетные конструкции сооружений Олимпиады-80 в Москве/СИ,1982. – 272 с.;
Гольденберг Л.И. Исследование модели седловинных мембранных оболочек покрытия велотрека в Крылатском /Сб. науч. тр. Большепролетные металлические покрытия олимпийских сооружений. – М.: СИ.1982. – С.20 – 37.

оболонки дорівнювала 0,5 мм зі сплаву АМг2АП. Поперечні перерізи контурних арок із сплаву АМгб, як і в натурі, прийнято коробчастими з однаковими габаритами 120×82 мм і товщиною стінок 4.0 і 2.0 мм.

Модель у плані має обрис, близький до еліптичного з розмірами осей 672 × 552 см (рис.4.35). Максимальний проліт кожної мембранної оболонки 264 см, максимальне провисання 16.8 см. Площа моделі 28 м².

Вимірювання деформацій у контурних арках і оболонках здійснювалося тензорезисторами з базою 20 мм. На арках було розміщено 112 датчиків. Переміщення і деформації в мембранних оболонках моделі вимірювалися в 76 місцях, розташованих по центральних осях симетрії оболонок і по декількох осях, паралельних центральним. Симетричність покриття дала змогу дублювати вимірювання деформацій і переміщень в оболонках.

Навантаження моделі здійснювалося відповідно до розрахункових схем малооб'ємними вантажами з піском.

Експериментальне дослідження моделі покриття підтвердило коректність розрахункових схем. Для прикладу подано результати зіставлення розрахунків моделі з експериментальними даними: на рис.4.36, а епюри прогинів (мм) контурних арок при повному розрахунковому навантаженні, на рис.4.36, б – епюри згинальних моментів у контурних арках.

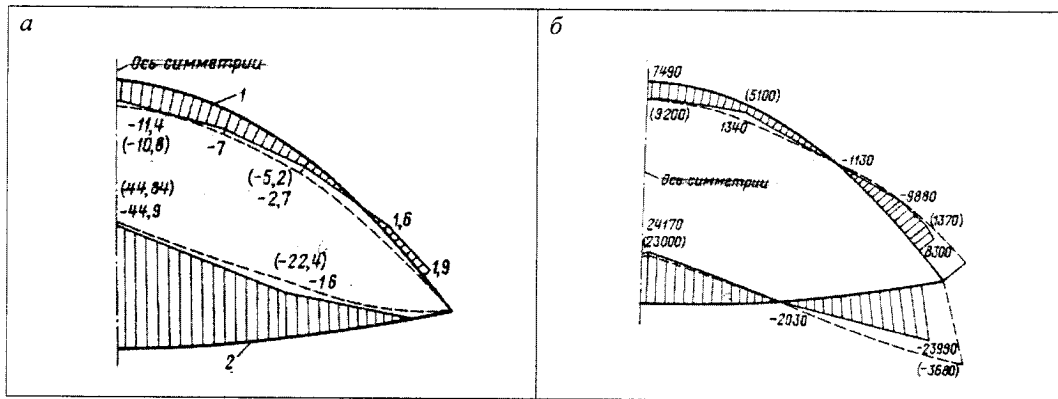


Рис.4.36. Порівняння теоретичних та експериментальних деформацій і згинальних моментів у контурних арках при повному розрахунковому навантаженні:

1 – зовнішня арка; 2 – внутрішня арка;

_____ експериментальні результати; - - - - - розрахунок (в точках)

На рис.4.37 показано епюри згинальних моментів у контурних арках від дії постійного навантаження і однобічного снігового навантаження:

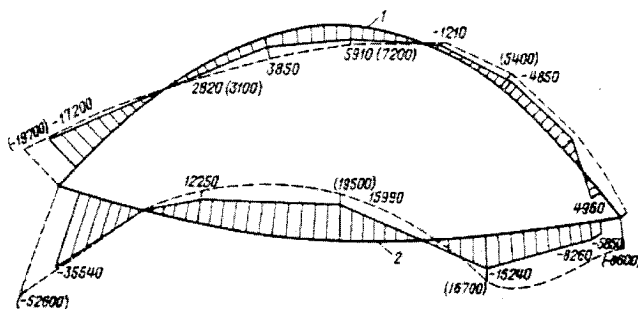


Рис.4.37. Згинальні моменти в контурних арках при несиметричному навантаженні

Приклад 4.3. Моніторинг мембранного покриття*

У прикладі подано результати спостереження за деформаціями покриття велотреку. Завдання моніторингу полягало в: 1) визначенні планово-висотних переміщень основних несучих елементів покриття при дії експлуатаційних навантажень; 2) спостереженні за переміщеннями залізобетонних устоїв; 3) виявленні характеру та інтенсивності снігового навантаження на покритті. Вирішення завдання 3 розглянуто в прикладі 3.5.

У процесі будівництва велотреку проводилися натурні вимірювання напружено-деформованого стану основних несучих конструкцій на таких етапах монтажу та експлуатації:

- при розкружалюванні арок – нульовий відлік;
- по закінченні монтажу мембранних оболонки;
- після прикладання повного постійного навантаження;
- при постійному і сніговому навантаженні.

Одночасно на останньому етапі виконувалося спостереження за розподілом та інтенсивністю снігового покриву.

Переміщення і напруження в кожній контурній арці вимірювалися в п'ятьох перерізах по довжині: в замку, в чвертях прольоту і поблизу опор. Вертикальні переміщення вимірювали нівелірами, а горизонтальні – теодолітом по встановленій мережі геодезичного моніторингу. Деформації в арках вимірювалися із застосуванням переносних індикаторів (компараторів) з ціною поділки шкали 0,01 мм.

Прогини мембранних оболонки фіксувалися за напрямком трьох поперечних осей – центральної осі симетрії і двох осях, що проходили в чвертях прольотів арок.

* Використані дані зі статті Л.И. Гольденберга, З.Е. Учителя «О многолетних натурных исследованиях перемещений мембранных оболочек покрытия велотрека в Крылатском». Промышленное строительство. – №12. – 1985. – С. 27 – 29.

Натурні дослідження прогинів мембрани дали добре співпадання як з теоретичними результатами, так і експериментальними дослідженнями на моделі.

Виконання моніторингу. Плановому і висотному визначенню переміщень підлягали в процесі будівництва точки 6, позначені на схемі (рис.4.38) знаком □, розташовані на зовнішніх і внутрішніх арках. Тільки висотному визначенню підлягали точки 7, розташовані на тілі мембранних оболонок, позначені на схемі знаком ●. Для виконання вимірювань була створена планова триангуляційна мережа у вигляді центральної системи із пунктів 8, позначених на схемі знаком Δ. У мережі вимірюванню підлягали чотири базисні боки. Висотна основа представлена кушем реперів 9.

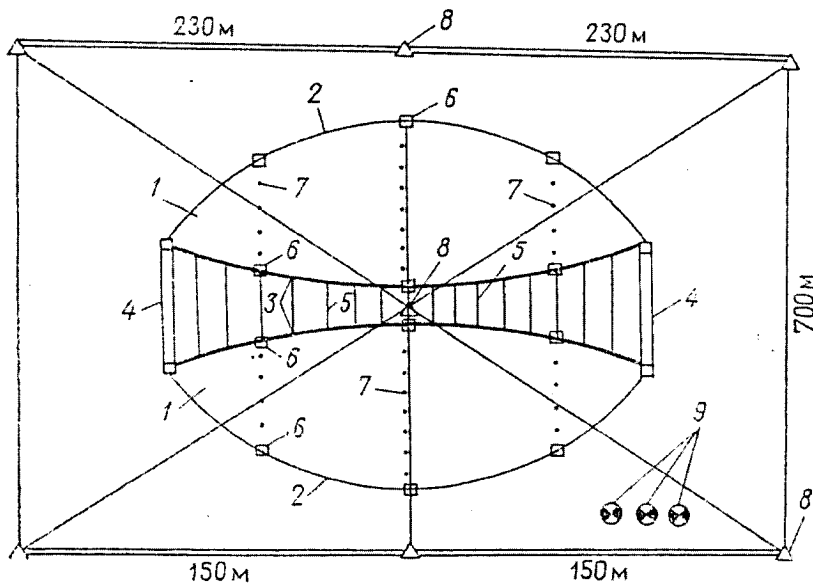


Рис. 4.38. Схема розміщення планово-висотних знаків і триангуляційної мережі

Планові зміщення кожної спостережуваної точки визначалися не менш ніж з трьох пунктів опорної мережі методом прямої кутової засічки. Осідання марок на опорах покриття визначені нівелюванням II класу від куша реперів, а осідання точок на арках і мембранних покриттях – однобічним геометричним нівелюванням від пунктів 8 на опорах.

Результат. Спостереження показали, що планові переміщення положень марок на арках дорівнюють 10,5 см, висотні – 25 см. Висотні переміщення положень точок мембранних покриттів досягали 66 см.

Визначення планово-висотних переміщень. Вимірювання прогинів контурних арок виконувалося в замках і в чвертях їхніх прольотів шляхом вимірювання переміщень 12 поперечних перерізів контуру в точках 6 (див. рис.4.38) у горизонтальному і

вертикальному напрямках. Прогини мембрани вимірювалися в 30 точках її поверхні (по 15 знаків на кожній з сідлоподібних оболонки). Вимірювання переміщень проводилося в такі періоди: після розкружальювання арок – від дії власної ваги арок; після завершення покрівельних робіт – від власної ваги оболонки, технологічного обладнання і підвісної стелі; під час максимального за зимовий період снігонакопичення на покритті (повторювалося після закінчення будівництва об'єкта від зими 1979 – 1980 рр. до зими 1984 – 1985 рр.).

Прогини арок. Вимірювання здійснювалося одразу після їх розкружальювання (забирання риштувань) мірною рейкою в точках, позначених на рис. 4.38 знаком б. Прогин у замках внутрішніх арок становив 48 мм, що відповідає 1/3350 прольоту. На рис.4.39 показано фактичні прогини арок внутрішнього опорного контуру.

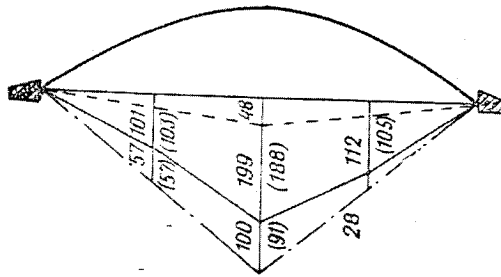


Рис.4.39. Вертикальні прогини арок внутрішнього опорного контуру

Прогин арок від повного постійного навантаження виявився рівним 199 мм і 188 мм відповідно для східної і західної менш завантаженої оболонки, що відповідає 1/850 прольоту. При дії на покриття максимального снігового навантаження прогин арок став 299 мм і 279 мм, тобто 1/750 прольоту. Максимальне збільшення прогинів внутрішніх арок від снігового навантаження знаходилося у межах 25 – 35% повного прогину. Це вказує на те, що жорсткість внутрішнього опорного контуру задовольняє умовам нормальної експлуатації покриття, а також на те, що фундаменти арок не набули значних горизонтальних зміщень.

Як і передбачалося розрахунком, вертикальні переміщення арок зовнішнього контуру на ділянках між опорами виявилися незначними і становили всього 5...6 мм. Це вказує на високу жорсткість зовнішнього контуру в площині ортогональної мембрани.

Практична рівність вертикальних прогинів внутрішніх арок свідчить про просторову роботу просторового блока між арками і достатньо рівне завантаження снігом обох оболонки.

Прогини оболонок. Вимірювання прогинів оболонок здійснювалося в точках, позначених на схемі покриття знаками • 7. На рис.4.40 показані прогини оболонок при максимальному за експлуатаційний період сніговому навантаженні.

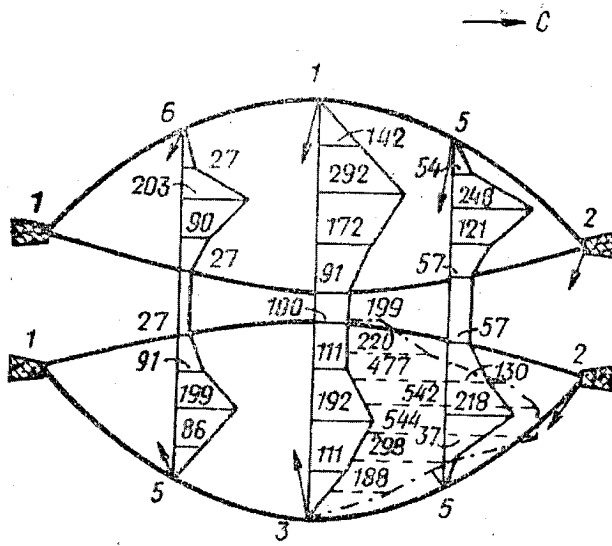


Рис.4.40. Вертикальні прогини оболонки:

————— прогини від максимального снігового навантаження;
 - - - - - прогини від власної ваги оболонки і максимального снігового навантаження

Максимальний прогин від постійного навантаження становив 544 мм, а максимальний прогин від снігового навантаження – 292 мм, повний прогин дорівнює 836 мм; що становить відповідно 1/121, 1/226, 1/79 довжини прольоту. Відносне збільшення прогину по всій поверхні оболонки при дії снігового навантаження виявилось приблизно однаковим і рівним 25...35 % повного прогину, що свідчить про достатню стабільність положення оболонки і незмінність формоутворення покриття.

Переміщення фундаментів. Вертикальні переміщення фундаментів (устоїв) становили всього 1...2 мм, що вказує на відсутність осідання опор. Відбулося горизонтальне зміщення північних фундаментів відносно південних на 35 мм в напрямку, показаному на рис.4.40 стрілками. Викликано це тим, що північні устої встановлені на насипному деформаційному ґрунті. Таке незначне зміщення устоїв не впливає на зміну статyki всього покриття.

Результати моніторингу. Уточнення снігового навантаження відповідно до встановленого при моніторингу, порівняно зі схемою навантаження, яка прийнята при проектуванні, дає змогу зменшити розрахункові зусилля в несучих елементах покриття в 1,3 рази. В цьому є значні резерви зниження матеріалоемності сидлоподібних оболонки від'ємної гаусової кривизни.

Сумісна робота мембран і контурних арок збільшує просторовість статичної розрахункової схеми покриття і його жорсткість.

Приклад 4.4. Моніторинг висячого покриття

Об'єкт спостереження. Мембранне покриття стадіону на 45 тис. глядачів. Покриття еліптичне в плані з розмірами осей 224,0 м і 183,0 м. Колони заввишки 41,3 м розташовані по периметру з кроком 20,0 м, на колони спирається монолітне залізобетонне кільце з поперечним перерізом $5,0 \times 1,75$ м. Формоутворювальними і стабілізаційними елементами висячого покриття є радіальні висячі ферми і кільцеві ребра. Ферми закріплені до зовнішнього і центрального кілець. Мембрана виконана із сталевго листа товщиною 50,0 мм. Центральне кільце розміром $30 \times 24,5$ м працює на розтяг.

Виконання спостереження. Програма спостереження включала зворотні багаторазові засічки для визначення планових деформацій спостережуваних точок, а для висотних – геометричне нівелювання.

Для визначення планово-висотних деформацій зовнішнього опорного контуру по його периметру закладено вісім деформаційних знаків у вигляді металевих пластин зі сферичними головками. Для визначення висотних деформацій центрального кільця закладено висотні марки. Планова опорна триангуляційна мережа ABCDE має вигляд автономного п'ятикутника з двома базисами (рис.4.41,б). Punkти мережі розташовані на капітальних стінах оточуючих стадіон будинків. Вимірювання кутів у мережі виконувалося за програмою II класу триангуляції. Візування здійснювалося на спеціально зйомні (переносні) металеві малофазні циліндри. Вимірювання базисних ліній виконувалося світлодалекоміром СГ-3. Місце положення спостережуваних точок опорного контуру покриття і пунктів мережі вибиралося так, щоб пункти мережі розміщувались приблизно на тій самій висоті, що й деформаційні марки, і так, щоб візирний промінь не був дуже великим і не проходив близько до перешкод.

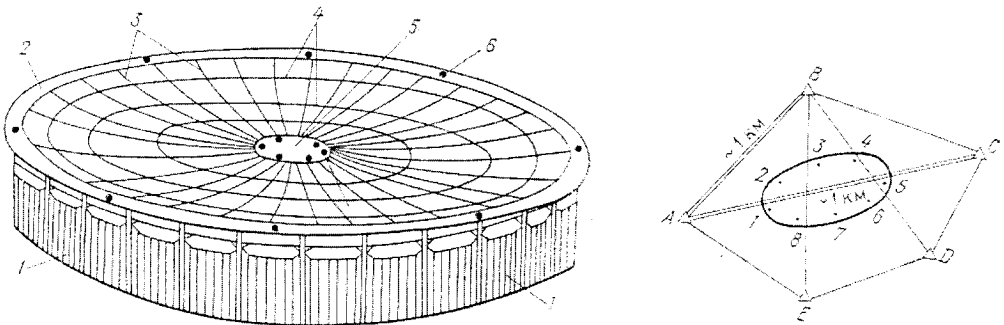


Рис.4.41. Розміщення деформаційних марок на покриття (а) та схема планової опорної мережі (б)

Результати спостережень. Горизонтальні зміщення всередину покриття точок 3 і 7 зовнішнього опорного кільця (рис. 4.41, а), що розташовані на короткій осі, більші, ніж

зміщення точок 1 і 5, розташованих на довгій осі, і становлять 4 см, або 0,022 % довжини короткої осі. Вертикальні зміщення точок на цьому кільці визначалися методом геометричного нівелювання від стінних реперів, установлених на капітальних будинках поблизу стадіону з передачею відмітки на верх опорного кільця за допомогою вертикально підвішеної рулетки. Висотне положення точок, розташованих на центральному кільці, визначалось нівелюванням від опорної мережі.

Приклад 4.5. Автоматизована система контролю деформацій великопрогінних споруд на основі використання моторизованих електронних тахеометрів

Система автоматизованого контролю деформації на основі моторизованих електронних тахеометрів призначена для забезпечення безпечної експлуатації будівельних конструкцій великопрогінних споруд. Система дає змогу виконувати спостереження в режимі реального часу за динамікою прояву деформацій опорного контуру і покриття великопрогінних споруд під впливом техногенних факторів та метеорологічних умов у період експлуатації.

Робота системи ґрунтується на безконтактному оптичному вимірі деформації будівельних конструкцій по трьох координатах x , y і z за допомогою моторизованого електронного тахеометра, що працює за заданою комп'ютерною програмою.

Переваги системи:

- можливість виявлення деформацій несучих конструкцій на ранній стадії;
- гнучкість при розміщенні системи в архітектурному просторі;
- можливість розміщення системи в період експлуатації без додаткових будівельних робіт;
- можливість передавання результатів вимірювань по мережі Інтернет.

Автоматизована система контролю (система) складається з вимірювального обладнання, робочого місця оператора (РМО) підсистеми збору інформації, устаткування, каналів електричних з'єднань і програмного забезпечення.

Основним вимірювальним приладом у системі є високоточний електронний тахеометр, що має сервопривід і систему автоматичного наведення на деформаційні марки, встановлені на контрольованих конструкціях.

Робота електронного тахеометра управляється програмою, встановленою на комп'ютері. Комп'ютер входить до складу РМО і пов'язаний з електронним тахеометром безпроводним зв'язком.

РМО призначене для управління роботою системи, збирання, зберігання і математичного оброблення результатів вимірювання. Обладнання системи закріплюють стаціонарно (рис. 4.42). Воно включає:

- опорні марки;
- деформаційні марки опорного контуру;
- деформаційні марки на покритті;
- кронштейни під тахеометр;
- метеорологічні, геотехнічні та інші датчики.

Деформаційні марки, за якими ведуться спостереження, слугують для вимірювання деформації несучих металоконструкцій споруди.

До метеорологічних належать датчики, які фіксують температуру, тиск, вологість.

Кронштейни під тахеометр необхідні для його установки. Через кронштейни проходять кабелі живлення електронного тахеометра.

Програмне забезпечення системи представлено такими програмами: GeoMoSMonitor і GeoMoSAnalyzer. Перша слугує для управління системою, друга – для аналізу та графічного представлення результатів вимірювань.

У системі закладені можливості дистанційного керування циклами вимірів, дистанційним доступом до різних засобів зв'язку і передачі інформації (через Інтернет, радіоканал, модем, електронну пошту).

Основні технічні характеристики системи:

діапазон вимірювання деформацій, м – 3,5;

кількість деформаційних марок – не обмежена;

дальність, м – 200 ± 50 ;

похибка вимірювань по трьох координатах (x, y, z), мм – 1;

час одного циклу вимірів, хв – 10.

Автоматизована система працює таким чином. Після приведення електронного тахеометра в робоче положення в ручному режимі визначають вихідні координати опорних точок і деформаційних марок. Отримані координати спостережуваних точок вводять у систему управління електронного тахеометра як вихідні (нульові) і задають програму подальших спостережень. Усі наступні спостереження проводяться автоматично. Кількість кутових прийомів і кількість повторних вимірів відстаней задають, виходячи з необхідної точності отримання деформації спостережуваних точок. Результати вимірювань передаються на комп'ютер, передаються в архів і зберігаються. Система обладнана звуковою сигналізацією на випадок прояву небезпечних для конструкцій деформацій.

Автоматизована система залежно від вимог з безпеки об'єкта може працювати в безперервному або періодичному режимі. Періодичні вимірювання проводять у найбільш

відповідальні періоди: взимку, при проведенні приймальних випробувань покриття під навантаженням, що є неодмінною умовою приймання в експлуатацію великопролітних купольних конструкцій.

Основні вимоги до розміщення та встановлення вузлів системи такі:

- між електронним тахеометром і деформаційними марками повинна бути забезпечена оптична видимість;
- відбивачі деформаційних марок мають бути орієнтовані на електронний тахеометр з похибкою $\pm 1^\circ$;
- після установки деформаційних марок потрібно виконати випробування їх надійної установки.



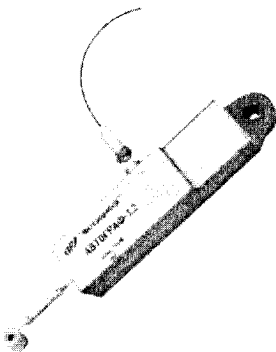
Рис. 4.42. Схема розміщення системи автоматизованого геодезичного моніторингу

ЕЛЕКТРОННІ ПРИЛАДИ НЕРУЙНІВНОГО КОНТРОЛЮ ПРИ МОНІТОРИНГУ

Здійснення комплексного моніторингу за будівельними об'єктами передбачає не тільки геодезичний моніторинг, основи якого викладені в попередніх главах підручника, а й проведення як одночасно з ним, так і самостійно інших спостережень, пов'язаних з установленням фізико-механічних властивостей матеріалів, дефектоскопії конструкцій та ін. Деякі з цих питань розглянуті в частині підручника, присвяченій обстеженню будівельних об'єктів із застосуванням електронних сучасних приладів. В цій главі подано відомості про інші прилади, які застосовуються при багатопараметричному моніторингу різних об'єктів. Багато з них занесені до Державного реєстру засобів вимірювань і захищені патентами. Прилади відзначаються високою точністю, ергономічністю, економічним акумуляторним живленням, оснащені датчиками оригінальних конструкцій.

Прилади системи моніторингу*

АВТОГРАФ-1.2



Призначення:

- тривалий моніторинг відповідальних ділянок конструкцій, споруд, мостів, будівель;
- моніторинг деформацій, розвитку тріщин, контроль мікроклімату приміщень.

Технічні характеристики:

- кількість каналів 5, діапазон робочих температур, -40...85 °С;
- діапазон вимірювання переміщень – від 0...10 до 0...100, мм;
- похибка вимірювання переміщень – 10 мкм.

Основні функції:

- синхронна автоматична реєстрація параметрів 3...5;

- передача даних на ПК по RS232;
- передача даних на Notebook без зняття з об'єкта.

* Подано прилади науково-виробничого підприємства «Интерприбор», м. Челябинськ. www.interpribor.ru

Сервісна програма: перегляд у графічній формі, аналіз, експорт в Excel тощо.

ТЕРЕМ-4.0



Призначення:

- багатометричний безперервний моніторинг об'єктів різного призначення: будівель, споруд, мостів, конструкцій;
- реєстрація процесів змінання в часі різних фізичних величин: переміщень тиску, зусиль, вологості, температури і т.п.

Експлуатаційні дані:

- вибір конфігурації системи за технічними вимогами замовника;
- інжинірингова проробка замовлень;
- сервісна комп'ютерна програма, що дає змогу виконувати перегляд і аналіз процесів, архівацію, документування та оброблення інформації

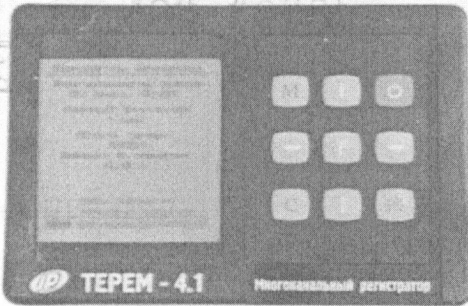
Основні види датчиків:

- лінійних переміщень різних видів;
- кутових переміщень (клинометри) 1...3 координатні;
- силові (динамометри) різні, в тому числі зразкові;
- тиску, в тому числі зразкові;
- тензодатчики різних видів і параметрів;
- термодатчики різні.

ТЕРЕМ-4.1

Призначення

- контроль локальних зон об'єкта;
- моніторинг тріщин, лінійних і кутових зміщень і деформацій будівель;
- моніторинг навантаження на опори конструкцій;



- контроль мікроклімату приміщень;
- різні види реєстрації тиску, вібрацій.

Технічні характеристики:

ТЕРЕМ-4.0/4.1

- кількість каналів реєстрації – 8...256;
- діапазони вимірювань параметрів і похибка – за замовленням;
- апаратна помилка, – не більше ніж 0,2; 0.1;
- кількість параметрів, що реєструються, – 1...10;
- об'єм пам'яті 1М байт; 1 Гбайт;
- інтерфейс RS232; USB.

Модифікації:

ТЕРЕМ-4.0P і ТЕРЕМ-4.1P – радіозв'язок.

ВИМС-2.2

Призначення:

- оперативний контроль вологості будівельних матеріалів у конструкціях, у тому числі деревини і матеріалів на її основі.

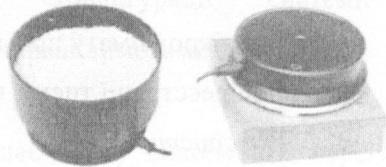
Сфера застосування:

- тверді матеріали: деревина, бетон, цегла, стяжки, підлоги, тинькування.

Сипкі і волокнисті матеріали: пісок, ґрунт, щебінь, шлаки, золи, суміші.

Основні функції:

- базові градуйовані залежності для різних матеріалів. Оперативне введення і уточнення нових індивідуальних залежностей. Повноцінне відображення інформації на дисплеї. Архівація 1000 результатів і умов вимірювань. Оптоінтерфейс і сервісна комп'ютерна програма. Програма-апроксиматор для оперативного отримання градуйованих залежностей за експериментальними даними.





СПЕКТР-2.0

Прилад для діагностики паль

Призначення:

- визначення довжини паль;
- виявлення і локалізація дефектів;
- отримання сейсмодіагностичного профілю ґрунтів;

- діагностика залізобетонних, буронабивних, металевих паль як окремих, так і в складі ростверку.

Призначення:

- моніторинг і низькочастотна діагностика будівельних конструкцій, фундаментів, підвалів, мостових споруд, машин, механізмів;
- дефектоскопія керамічних, абразивних та інших виробів. Пошук дефектів структури різних об'єктів на основі спеціальних програм;
- дефектоскопія виробів за спектром реакції на ударну дію;
- проведення тривало безперервного моніторингу.

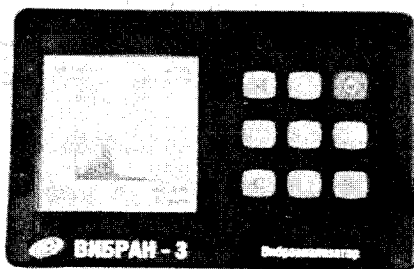
Основні функції:

- перенесення результатів вимірювань в ПК, їх оброблення, документування, експорт в Excel та ін.;
- автоматичний і ручний запуск вимірювань;
- автоматичне масштабування сигналів і спектрів при перегляді на дисплеї;
- USB-інтерфейс і сервісна програма, яка дає змогу архівувати дані і виконувати розгорнутий аналіз до 8 тис. ліній спектра та виконувати додаткове оброблення;
- запис сигналів за заданою програмою на Flash-карту об'ємом 256 Мбайт.

Випускаються модифікації приладів, які відрізняються діапазоном частот, виконанням вібродатчиків, складом сервісних функцій.

Віброметрианалізатори

Вибран-3.0 – Віброаналізатор багатоканальний

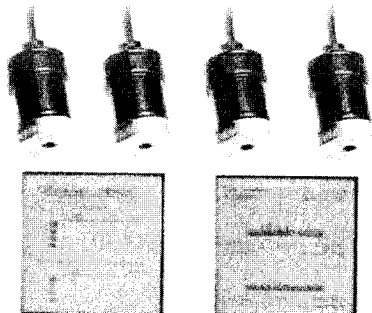


Призначення:

- вібродіагностика конструкцій, фундаментів, основ, мостових споруд;
- пошук дефектів структури різних об'єктів на основі спеціалізованих методик.

Основні функції:

- автоматичний і ручний запуск вимірювань;
- режим осцилографа;
- архівація до 160 процесів і результатів;
- автоматичне масштабування, «лупа часу»;



- відображення на дисплеї із підсвічуванням сигналів;
- пересилання результатів у ПК по USB-інтерфейсу.

Можливості комп'ютерної програми:

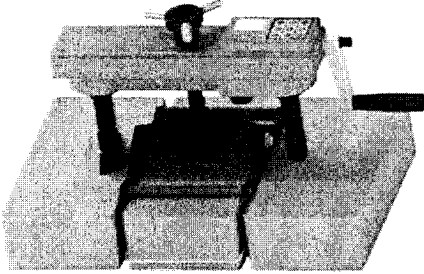
- оброблення, документування, експорт результатів у Excel;
- аналіз результатів;
- виконання вимірювань з відображенням на моніторі;
- додаткове оброблення сигналів у відповідних комп'ютерних програмах.

Технічні характеристики:

- діапазони робочих частот – 2...100; 2...1000;
- кількість каналів вимірювань – 5;
- основна відносна похибка – не більше 5%;
- вібродатчики заводні;
- час запису віброколивень – 0,2...2; 2...20.

Вимірювач міцності зчеплення цегли

ОНИКС-СК



Технічні характеристики:

- діапазон вимірювання міцності зчеплення, МПа – 0,1...30;
- граничні зусилля відриву, МПа – 35;
- похибка вимірювання зусилля, % – 2;
- загальна маса гідропреса і пристрою захоплення, кг – 5,6.

Призначення:

- контроль міцності зчеплення цегли (каменю) в умовах будівництва;
- визначення міцності зчеплення цегли, природних і штучних каменів у мурованих стінах методом нормального відриву.

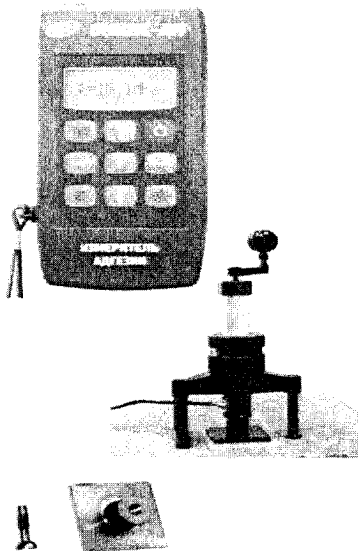
Основні функції:

- автоматична фіксація зусилля відриву і обчислювання міцності зчеплення;
- вибір об'єкта випробування і встановлення його розмірів;
- архівація 450 результатів і умов вимірювань;

USB інтерфейс і сервісна комп'ютерна програма.

Вимірювач адгезії

ОНИКС-АП



Призначення:

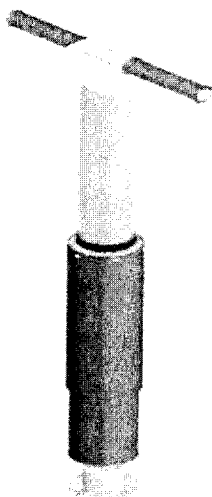
- вимірювання міцності зчеплення з основою: штукатурки, фактурних покриттів, керамічної плитки – методом відриву сталевих дисків;
- вимірювання зусиль виривання анкерних болтів і тарілчастих дюбелів, покрівельних мастик і клеєних з'єднань;
- оцінка якості впорядкувальних робіт при обстеженні і реконструкції споруд.

Основні функції:

- вибір об'єкта, геометрії і розміру пластини;
- автоматична фіксація зусилля відриву;
- автоматичне обчислення міцності зчеплення;
- статичне оброблення результатів;
- архівація 450 серій результатів і умов вимірювань;
- оптоінтерфейс і сервісна комп'ютерна програма.

Динамічний щільномір ґрунтів

ДПГ-1



Технічні характеристики:

- діапазон вимірювання модуля пружності, МН/м² 10...200
- основа похибка вимірювання, % 7
- діапазон вимірювання усадки, мм 0,05...2,0
- абсолютна похибка, мм 0,001
- максимальне зусилля удару, кН 3,5
- пам'ять результатів 1000
- маса приладу, кг 10,9

Модифікації: ДПГ-1.1 – із вбудованою електронікою;

ДПГ-1.2 – із зовнішнім електронним блоком.

Призначення:

- оцінювання якості ущільнення засипки фундаментів, траншей, каналів;
- контроль якості підвалин під опори.

Особливості конструкції:

- безпека експлуатації, закриті елементи і маси рухомих механізмів;
- можливість регулювання енергії удару;
- інтегрована електроніка.

Основні функції:

- вимірювання величини усадки і динамічного модуля пружності ґрунту;
- базові градувальні характеристики на гравій, пісок, щебінь;
- можливість оперативного калібрування на різні види ґрунтів;
- вибір режимів роботи за допомогою системи;
- повна архівація результатів і умов вимірювань;

USB-інтерфейс, сервісна комп'ютерна програма для документування випробувань.

ГЕОТЕХНІЧНИЙ МОНІТОРИНГ БУДІВЕЛЬНИХ ОБ'ЄКТІВ

30.1. Завдання й загальна характеристика геотехнічного моніторингу

Будівлі і споруди часто входять в антагоністичне протиріччя з геологічною основою. Можна виправдано сформулювати таку двоєдину проблему: підземний простір і безпека будівельного об'єкта. Стисло головне завдання геотехнічного моніторингу формулюється так: на підставі аналізу природних і техногенних геологічних процесів обґрунтувати пропозиції щодо забезпечення надійності і безпеки об'єкта будівництва.

Геотехнічний моніторинг – це система спостережень і контролю за станом і зміною ґрунтових умов у процесі будівництва та експлуатації об'єкта. Він характеризується як невіддільна складова загального будівельного моніторингу технічної системи "основа – фундамент – споруда". До завдання геотехнічного моніторингу входить оцінювання надійності системи: своєчасне виявлення дефектів цієї системи, запобігання аварійним ситуаціям, оцінювання правильності прогнозів і прийнятих методів розрахунків та проектних рішень.

Організація геотехнічного моніторингу повинна виконуватися вже на передпроектній стадії забезпечення будівництва з проведенням такого комплексу робіт:

- обстеження ділянки для будівництва об'єкта;
- аналіз інженерно-геологічних, гідрогеологічних умов ділянки за фондовими матеріалами, пошуків минулих років, якщо такі дані є;
- проведення попередніх гідрогеологічних пошуків для з'ясування технічних перспектив майбутнього будівельного майданчика.

Після цього розробляється програма подальших робіт, відповідно до якої на проектній стадії формується проект геотехнічного моніторингу, який складається з таких пунктів:

- системи спостережень за підземними конструкціями і масивом ґрунту безпосередньо під об'єктом;
- установлення зони впливу нового будівництва на основу існуючих поблизу будівель;
- з'ясування змін гідрогеологічних умов під будівельним майданчиком і навколо нього;
- аналіз отриманих результатів, порівняння їх з розрахунковими та існуючими теоретичними положеннями;
- прогнозування впливу змін у масиві ґрунту в зоні об'єкта, який будується, на його безпеку і надійність;
- розроблення в разі необхідності заходів, спрямованих на ліквідацію чи зменшення негативних впливів на конструктивне рішення об'єкта;
- контроль за виконанням прийнятих рішень і рекомендацій.

До цього переліку пунктів геотехнічного моніторингу в кожному конкретному випадку будівництва можуть доповнюватися інші пункти з різними необхідними видами робіт. Часто це стосується програми робіт, вибору обладнання геотехнічного моніторингу для отримання необхідних вимірювальних характеристик, розміщення цього обладнання і приладів у масиві ґрунту і на підземних конструкціях об'єкта.

Виконання геотехнічного моніторингу дає змогу своєчасно прийняти необхідні управлінські рішення для запобігання неблагодіючого розвитку подій на різних етапах будівництва об'єкта і уникнути помітних фінансових втрат.

30.2. Коротка характеристика підземної частини об'єкта будівництва

Інженерна споруда, висотна будівля, житловий комплекс як підсистеми згаданої вище системи взаємодіють і впливають на іншу підсистему – геологічне середовище. Масив ґрунту не є незмінною, стабільною формацією. Під дією будівлі, споруди під час будівництва, вже при влаштуванні котловану, а далі – внаслідок тиску масив ґрунту втрачає первісні властивості, встановлені при інженерних пошуках. Реакція ґрунтового масиву, яка виявляється в міру зростання статичних навантажень, зміна режиму ґрунтових вод і фізичного стану ґрунтів при технічному водозниженні на ділянці будівництва, створення просторового інженерного захисту котловану, руйнування структури ґрунтів, наприклад, при забиванні паль тощо – усе це спричинює деформаційні процеси й розвиток полів напружень у ґрунтовому масиві. Внаслідок цього ґрунтовий масив, у свою чергу, чинить вплив на несучі конструкції підземної частини будівлі, споруди, а через це – і на надземні частини. Види, характер деформацій надземних частин, їх виявлення, кількісне вимірювання і оцінювання експлуатаційної надійності об'єкта розглянуті в главі, присвяченій геодезичному моніторингу. Геотехнічний моніторинг за реакцією ґрунтового масиву відразу після початку будівництва дає змогу встановити достовірну, оперативну інформацію про поведінку основи. Таким чином, можуть бути виявлені небажані (навіть небезпечні) обставини, які, наприклад, змінюють статику підземних несучих конструкцій і як результат – статику надземних несучих конструкцій. Ці зміни можуть спричинити деформовано-напружений стан несучих конструкцій, відмінний від теоретичних розрахунків. А таке абсолютно неприпустиме. Завдяки своєчасно отриманій інформації про стан ґрунтів можна звести можливі негативні наслідки до мінімуму.

Особливої уваги потребує експлуатаційна безпека будівель і споруд в умовах сучасного великого міста. Останнім часом нерідко спостерігаються випадки, коли період від зародження деформації в будівельних об'єктах до їх граничного стану дуже короткий. Фахівці називають такі причини зниження

надійності об'єктів міської інфраструктури при щільній забудові міських територій:

1) катастрофічно швидка зміна властивостей ґрунтів у бік погіршення під впливом порушень систем зливової, промислової, побутової каналізацій, опалення і водопостачання, підтоплень в наслідок баражного ефекту від будівельної діяльності. Сприяє цьому (це спостереження буквально останніх років) накопичення в підземному просторі міст різних хімічних реагентів, які, наприклад, застосовуються в зимовий період для звільнення шляхів від голо льоду, викиди промислових підприємств та великої кількості транспорту. Потрапляння агресивних розчинів спричиняє в ґрунтах незворотні зміни в їхній геологічній структурі. Отримання інформації про особливості геологічної будови подібних ділянок підземного простору, по-перше, для їх локалізації і, по-друге, для наступної реанімації потребує спеціальних, часто унікальних методів інженерних знань;

2) експансія міського будівництва в підземний простір. Зараз традиційних засобів і засобів інженерно-геологічного вивчення цього простору на урбанізованій території для проектування великих будівель і споруд вже не вистачає. Завдання пошуків ускладнюються, глибина і обсяг досліджень зростають, розроблюються принципово нові способи інженерно-геологічних досліджень (далі наведено приклад нової сучасної технології дослідження будови геологічного середовища в просторі між свердловинами);

3) будівництво великих багатофункціональних об'єктів з декількома рівнями підземного розміщення на вільних майданчиках, які раніше вважалися непридатними. Це місця річкових долин, круті схили й пагорби, підроблювальні території і т.п.;

4) ускладнення будівельних об'єктів: зведення висотних будівель, об'єктів з великопрогоновими покриттями, мостових унікальних переходів тощо. І при цьому – слабкий інженерний захист великих будівельних котлованів особливо в умовах щільної забудови. Таке чутливо впливає на підземний простір при забудові історичних центрів міст і призводить до виникнення деформацій у будівлях, які оточують котлован. Досвід свідчить про

те, що утворення великого котловану провокує виникнення небезпечної зони радіусом 50...100 м з «від'ємною реакцією» підземного простору.

Нині геологічний простір великого міста не є сталою формацією. В ньому відбуваються небажані процеси, змінюється рівень підземних вод, розвивається карст та інші негативні явища. Геологія міста змінюється і потребує постійного моніторингу. Міста все інтенсивніше й безповоротно нищать природний геологічний простір під собою.

30.3. Технологія дослідження підземного простору

Традиційні способи інженерної геології і геофізики ґрунтуються на отриманні інформації по стволу свердловини. Ця інформація не дає відповіді на запитання про стабільність геологічної ситуації в міжсвердловинному просторі. Буріння поглинає значну частку витрат при інженерних пошуках, а достовірну інформацію дає тільки про ту точку, де свердловина пробурена. Обґрунтування отриманих результатів на великий об'єм підземного простору на значну глибину при проектуванні складних і великих будівельних об'єктів досить умовне. Який би досвід не мав геолог, завжди існує імовірність виникнення небажаної ситуації, оскільки доводиться мати справу зі змінюваним середовищем.

Стандартна відстань між дослідницькими свердловинами становить 25 – 50 м. Частина проектних свердловин не буриться, а використовуються архівні дані, якщо старі свердловини розташовані в контурі досліджень. При такій сітці легко можна не виявити чи минути наявність (зародження) небезпечної зони, наприклад, карстової порожнини з поперечником 5 – 10 м, яка опиниться в підземному (міжсвердловинному) просторі під новобудовою (наприклад, катакомби під більшою частиною Одеси). Згодом вона може прискорити свій розвиток під впливом збільшення навантаження на основу, а потім «візьметься» за будівлю, яка над нею споруджена. Звичайно геологічні причини, що викликають просідання основи і деформацію будівлі, знаходяться безпосередньо під нею, і дослідити їх традиційними способами неможливо.

З початку поточного століття бурхливо розвиваються і все частіше застосовуються в будівельній практиці хвильові методи розвідувальної та інженерної геофізики. Це насамперед підповерхневе радіолокаційне зондування і міжсвердловинне радіохвильове просвічування. Нові хвильові методи дають змогу отримати інформацію про структуру всього об'єму підземного простору між свердловинами. Апаратурні й технологічні рішення, методики оброблення інформації – це наукоємні технології; за допомогою їх вирішуються складні завдання вивчення підземного простору під існуючими об'єктами, що зовсім недавно здавалося неможливим.

Створюється картина реальної структури підземного простору, можуть бути виділені проблемні зони, які потребують детальнішого дослідження (на вільних ділянках – бурінням додаткових цільових свердловин), підсилення (наприклад, реанімація ґрунтів під існуючим об'єктом може виконуватися методами «Геокомпозит» чи «Струменева цементация»).

Радіохвильова геоінтроскопія (РХГІ) міжсвердловинного простору – найсучасніша технологія дослідження будови геологічного середовища. Використовуючи електромагнітне поле в діапазоні радіочастот і електричну контрастність ґрунтів, спеціальна техніка вимірювань і оброблення даних дають можливість отримати томографічну картину геології підземного простору і локалізувати її неоднорідності навіть відносно малої потужності і розмірів. РХГІ – ефективний метод «візуалізації» геологічного середовища не тільки на відкритих майданчиках, а й, що особливо в ньому привабливо, безпосередньо під будівельним об'єктом. Якщо досліджувальних свердловин тільки дві, то вивчається простір по лінії, що їх з'єднує. Якщо свердловин три і більше, то вивчається весь простір, що потрапляє в досліджуваний контур. Принципова схема РХГІ підземного простору в контурі з чотирьох свердловин подано на рис.4.43*.

* В.Сухин. Слепая вера или постоянный контроль? // «Технологии безопасности & инженерные системы». – 2005. – №2. – С. 36 – 39.

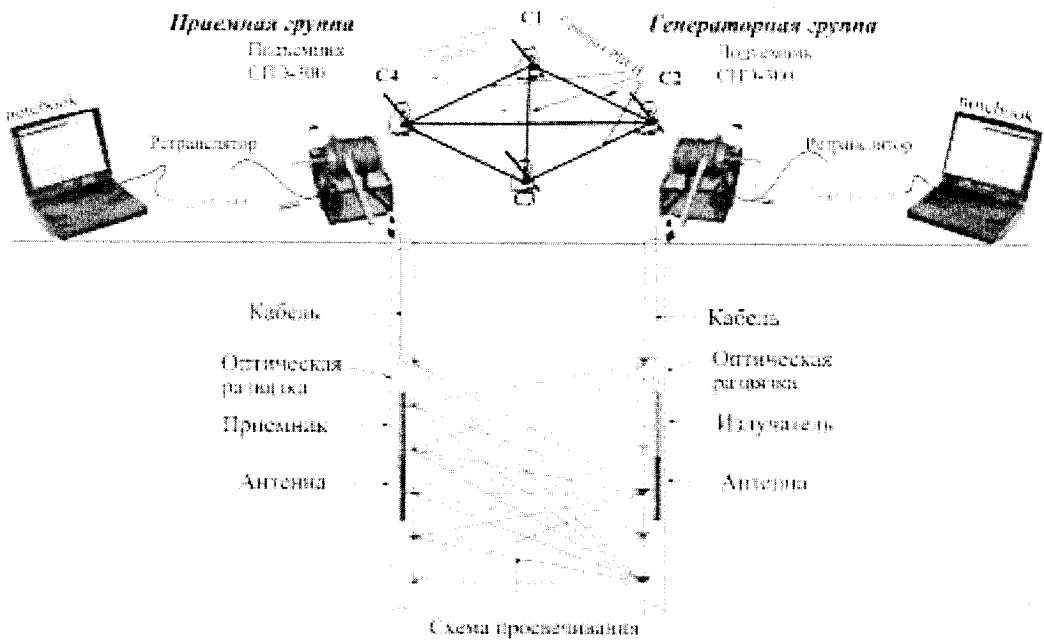


Рис.4.43. Схема радіохвильової геоінтраскопії міжсвердловинного простору

30.4. Система геотехнічного моніторингу

Система геотехнічного моніторингу будівельних об'єктів індивідуальна для кожного конкретного об'єкта. Це сукупність технічних засобів, призначених для вимірювання і реєстрації різних геологічних, гідрогеологічних, інженерно-геологічних параметрів, які характеризують технічний стан на момент початку моніторингу і зміни стану об'єкта та ґрунтової основи в часі. Як уже було сказано, імперативність геотехнічного моніторингу тільки сформувалася в усвідомленні фахівців, на відміну від геодезичного моніторингу, систематичне виконання якого на унікальних об'єктах здійснюється вже декілька десятків років і тому по ньому склалися певні правила і методологія.

Система геотехнічного моніторингу, починаючи з моменту освоєння будівельного майданчика, може бути представлена так. Після дослідження підземного простору розроблюють робочий проект котловану з урахуванням

особливостей геологічної структури майбутньої основи під об'єкт. Котлован готовий. Відповідно до робочого проекту реалізується моніторинг захисту котловану, принциповий приклад якого показано на рис.4.44*.

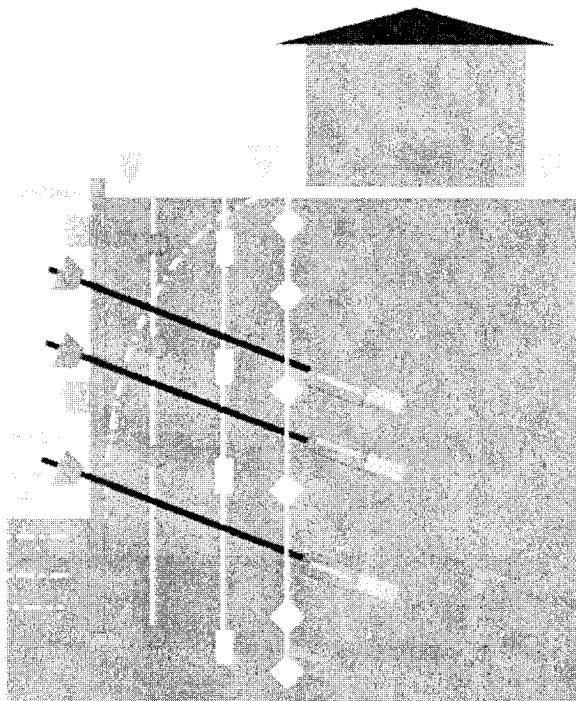


Рис.4.44. Моніторинг інженерного захисту котловану

Загальну схему моніторингу всього об'єкта будівництва, наприклад, висотної будівлі на складній основі, подано на рис.4.45**.

* Сухин В.В. Многоликий мониторинг // «Строительная орбита». – 2005. – №7. – С. 26 – 27.

** К.А. Айше. Мониторинг зданий и котлованов. Ч.2. // «Строительные материалы, оборудования, технологии XXI века». – 2005. – №11. – С.37 – 39.

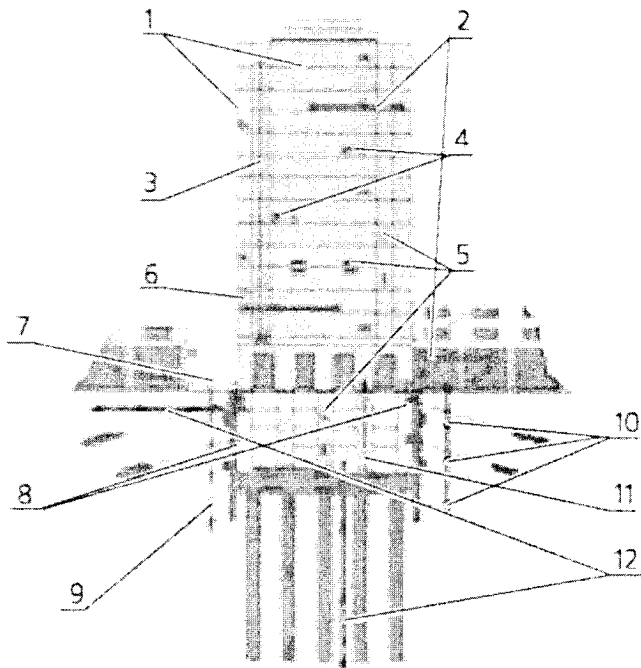


Рис.4.45. Загальна схема моніторингу об'єкта

Геотехнічні засоби моніторингу при зведенні висотної будівлі такі: 1) поверхневі датчики нахилу; 2) диференціювання DSM – система контролю осідання; 3) маятникова система контролю відхилень і зміщень; 4) датчики контролю стиків і зміщень; 5) тензометричні датчики напружень; 6) топографічні відбивачі; 7) стрічковий вимірювач зміщень; 8) анкерні датчики тиску; 9) п'езометри; 10) датчики вертикальних зміщень ґрунту (осідань, підйому); 11) зворотній маятник; 12) багатоточкові екстензометри (вимірювання горизонтальних і вертикальних зміщень ґрунту).

На рис.4.46 – 4.48 показано фрагменти загальної схеми моніторингу будівлі.

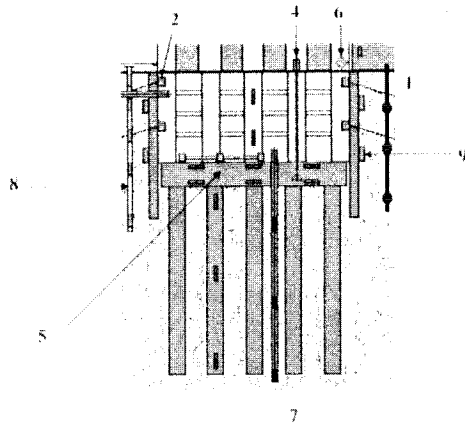


Рис.4.46. Моніторинг підземної частини:

1 – п'єзометр; 2 – анкерний динамометричний датчик навантаження; 3 – система контролю осідання DSM; 4 – однобазовий датчик вертикальних зміщень споруди; 5 – тензодатчики в плиті; 6 – оптична мішень; 7 – багатоточковий екстензометр; 8 – інclinометрична трубка; 9 – датчик загального тиску ґрунту

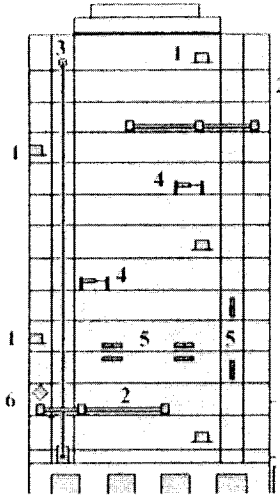


Рис.4.47. Моніторинг надземної частини:

1 – поверхневий нахиломір; 2 – система контролю осідання DSM; 3 – прямий маятник; 4 – вимірювач тріщин, розкриття стиків; 5 – тензорезистори; 6 – оптична мішень

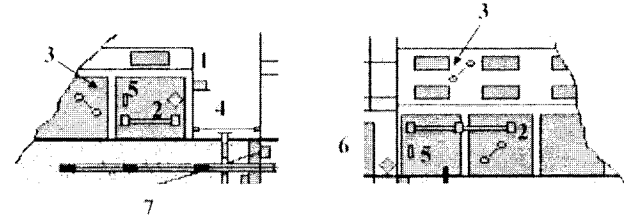


Рис.4.48. Моніторинг сусідніх будівель:

1 – поверхневий нахиломір; 2 – система контролю осідання DSM; 3 – вимірювач тріщин; 4 – стрічковий дистанціометр; 5 – термометр; 6 – оптична мішень; 7 – багатоточковий екстензометр вимірювач зміщень ґрунту

30.5. Геотехнічне обладнання моніторингу підземного простору*

Базова модель геологічної основи будівельного майданчика, отримана геофізичним дослідженням, дає змогу організувати моніторинг підземного простору та оптимально розмістити в ньому засоби геотехнічного контролю структурних і гідрогеологічних параметрів.

Від кількісного і якісного обсягу інформації про геотехнічні параметри підземного простору залежить надійність роботи основи, фундаменту і всього об'єкта. Інформація складається з таких параметрів, які необхідно вимірювати:

- 1) рівні ґрунтової води;
- 2) тиск і надмірний тиск в ґрунтах;
- 3) зусилля на опорні підземні конструкції;
- 4) загальне і диференційне осідання основи;
- 5) поверхневі і глибинні зміщення ґрунту.

Нижче даються характеристики цих параметрів і приладів, призначених для їх вимірювання.

1. Рівні ґрунтової води. Контроль рівня ґрунтових вод є традиційним вимірюванням, оскільки цей параметр має фундаментальне значення в гідрогеології. Від зміни тиску води змінюються показники діючих напружень, що визначають осідання ґрунту під навантаженням від споруди.

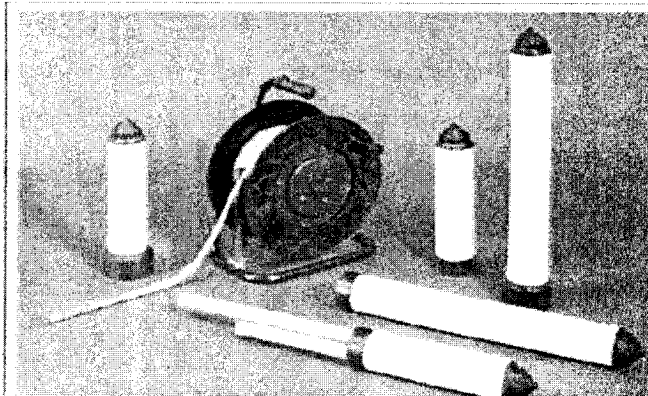


Рис.4.49, а. Гідрогеологічні п'єзометри

* Геотехническое оборудование. ГПИКО. Page 1 of 3. [http:// www.gpiko.ru/geotech](http://www.gpiko.ru/geotech)

При земляних роботах нижче від рівня водного горизонту виникає фільтраційний рух води, що негативно відображається на роботі опорних конструкцій і виникає змінний гідравлічний тиск на фундамент.

Для водопроникних ґрунтів застосовують п'єзометри – прилади для вимірювання тиску та рівня ґрунтової води (рис. 4.49). П'єзометри встановлюють у спеціальних свердловинах. Через фільтрувальний елемент вода проникає в трубки і займає рівень відповідно до рівня водного горизонту.

Для гідрогеологічних досліджень використовують вимірювачі мікротечій підземних вод, розходоміри води.

2. Тиск і надмірний тиск в ґрунтах

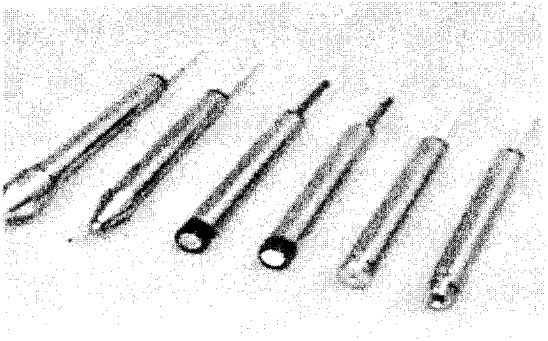


Рис.4.50, б. П'єзометри порового тиску

Застосовуються п'єзометри електричні і з віброуючою струною із закритою камерою (рис. 4.50). При складній формі геологічного розрізу в одну свердловину встановлюють декілька п'єзометрів на різних рівнях для вимірювання надмірного тиску на цих рівнях. Ручні заміри виконують з використанням переносної електронної станції. У випадку частих вимірювань на великій кількості приладів використовують автоматичну систему збирання даних.

3. Зусилля на опорні підземні конструкції. Маються на увазі зусилля на підпiрні стiни котлованiв i на фундаменти для контролю i перевiрки проектних очiкувань, тиск на оголовки палi тощо.

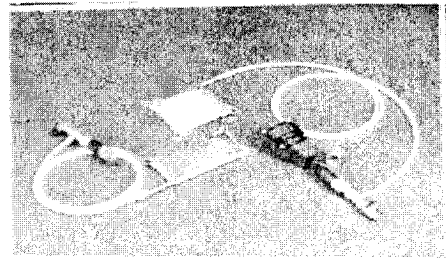
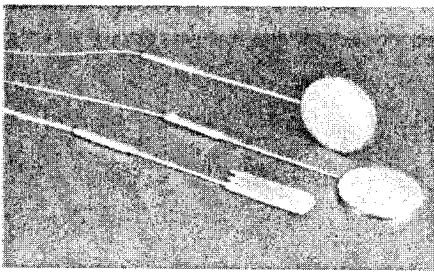


Рис.4.51. Датчики навантажень на підземні конструкції

Для цих вимірювань застосовують датчики загального тиску з електричним перетворювачем (рис.4.517). Прилади встановлюють так, щоб вони мали щільний контакт з ґрунтом і опорною конструкцією. Зовні опорних стін котловану датчики розміщують на різній глибині у вертикальних каналах. Щоб отримати картину розподілу навантажень від споруди в міру її зведення на фундаменти чи фундаменту на плиту датчики розміщують під поверхнею фундаментів у характерних місцях відповідно до теоретичних розрахунків.

Вимірювання можуть вестися в ручному та автоматичному режимах.

4. Загальне і диференційне осідання основи. Вимірювання осідання ґрунту під фундаментом будівлі, споруди має визначальне значення в геотехнічному моніторингу і може здійснюватися різними інструментальними системами. Прилади для вимірювання осідань (підйому) ґрунту отримали назву екстензометри – датчики контролю осідань. На рис.4.52 показано два типи обладнання для контролю осідань ґрунту.

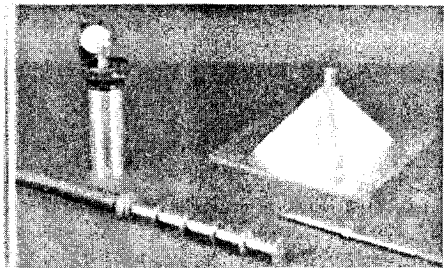
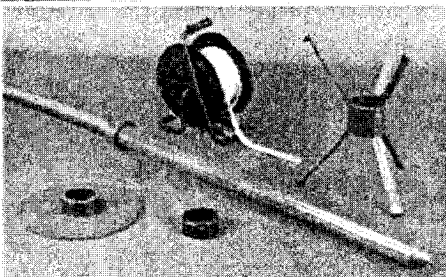


Рис.4.52. Обладнання для вимірювання осідань ґрунту

Одноточкові екстензометри мають один, а багатоточкові – декілька стрижнів зі сталі, сплаву інвару чи скловолокна. Стрижні вільно ковзають усередині захисного корпусу і з'єднані із зануреним у ґрунт анкером. Стрижні передають на вимірювальне устаткування відносне зміщення між анкером і поверхнею. Екстензометри встановлюють у технологічні отвори, передбачені в проекті фундаменту, чи зовні поблизу від нього.

Диференційне осідання ґрунту (просідання фундаменту) фіксується за окремими точками по довжині стрічкового фундаменту. Для цього осідання всіх точок порівнюють з однією контрольною, яка повинна бути зафіксована.

У ручному режимі вимірювання застосовуються свердловинні магнітні екстенсометри, а в автоматичному – лінійні електричні датчики зміщення – анкерні екстенсометри.

5. Поверхневі і глибинні зміщення ґрунту. Використовуються інклінометри і похиломіри – прилади, призначені для вимірювання кутів нахилу об'єктів відносно гравітаційного поля Землі. Є інклінометричні трубки двох типів: екстензометри T-REX і стаціонарні інклінометри DEX з датчиками магнітного поля (рис.4.53).

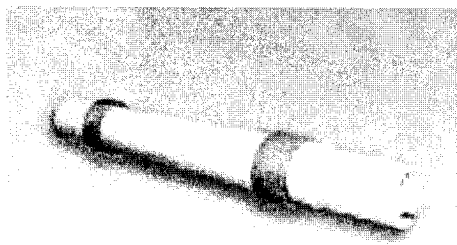


Рис.4.53. Інклінометр DEX

Трубка приладу оснащена магнітними кільцями з кроком між ними, що відповідає кроку дискретизації зміщень ґрунту по глибині свердловини.

За деформаціями інклінометричної трубки встановлюють деформацію ґрунту в трьох просторових вимірах. Стаціонарні інклінометри (нахиломіри) призначені для безперервного тривалого спостереження за критичними зонами підземного простору з розміщеною в ньому підземною частиною споруди.

Переносні нахиломіри дають змогу виконувати оперативний контроль (у разі необхідності) горизонтальних зміщень ґрунту по глибині на окремих

ділянках поверхні підземного простору, які не увійшли в поле моніторингу стаціонарними приладами.

Для моніторингу зміщення ґрунту поблизу існуючих будівель, розташованих поруч з ділянкою, на якій виконуються земляні роботи, використовують інструментальні системи, аналогічні розглянутим раніше. Зміщення між двома нерухомими точками на поверхні можна вимірювати стрічковим дистанціометром з ручним зняттям показань (рис.4.54).

Дистанціометр складається з градуйованої сталеві стрічки в сотих частках міліметра, з'єднаної з електронним шаблоном, який натягується між двома контрольними анкерними болтами з функцією нерухомих точок. У подальшому вимірюють зміну відстані між болтами, що відповідає відносному зміщенню.

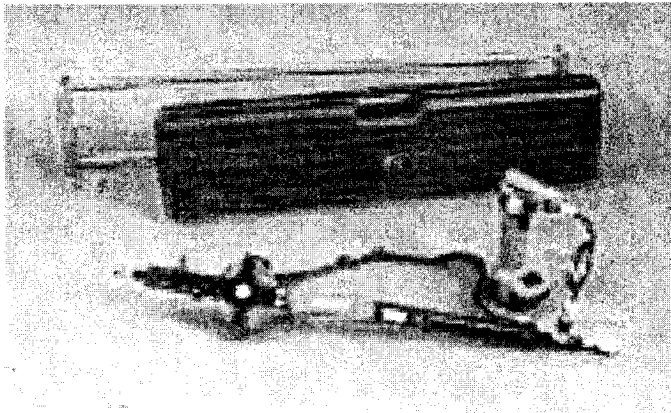


Рис.4.54. Дистанціометр

30.6. Засоби моніторингу надземної частини будівлі*

У спеціальній літературі, присвяченій геотехнічному моніторингу будівельних об'єктів, його складова, в якій розглядається технічний стан надземної частини, отримала назву конструктивно-геотехнічний моніторинг об'єкта. Додаткове визначення у вигляді «конструктивний» абсолютно

* К.А.Айме. Мониторинг зданий и котлованов. – Ч.2. // «Строительные материалы, оборудования, технологии XXI века». – 2005. – №11. – С. 37 – 39.

виправдано оскільки параметри вимірювань і технічні засоби для їх вимірювання відрізняються від розглянутого в попередньому параграфі. Зовсім не обов'язково, щоб моніторинг надземної частини будівель, споруд супроводжувався моніторингом підземної частини і підземного простору. Моніторинг надземної частини об'єктів у вигляді геодезичного контролю проводиться вже давно. Поєднання двох видів спостережень в один геотехнічний моніторинг, безсумнівно, дає комплексну характеристику технічного стану будівельного об'єкта як цілісної технічної системи, в якій підсистеми – надземна і підземна частини та підземний простір – тісно пов'язані між собою.

Інформація конструкційно-геотехнічного моніторингу об'єкта складається з таких параметрів, які необхідно вимірювати:

- 1) зміщення несучих елементів одного відносно іншого;
- 2) нахили вертикальних стін;
- 3) вертикальні зміщення в спорудах, будівлях;
- 4) зусилля і напруження в несучих елементах.

Розглянемо характеристики цих параметрів та інструментального забезпечення для їхнього вимірювання.

1. Зміщення несучих елементів одного відносно іншого. Цей параметр може мати значну інформаційну роль у будівлях зі збірних елементів, наприклад, в великопанельних житлових будинках. Для вимірювання взаємних зсувів панелей використовуються вимірювачі стиків, з'єднань (рис.4.55). Прилади являють собою рухому штангу із закріпленим на ній електричним потенціометричним лінійним датчиком. Прилади мають модифікації в одновісному і триосному варіантах.

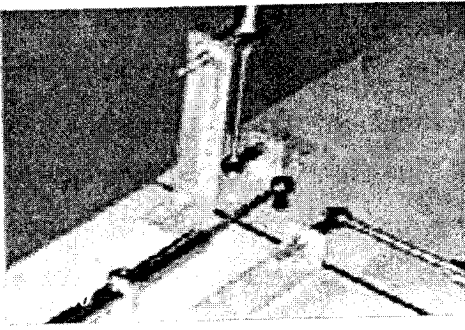


Рис.4.55. Вимірювачі стиків

Переміщення потенціометричної штанги перетворюються датчиком на електричний сигнал, завдяки чому вимірювання може бути автоматизовано. Локальні тріщини в елементах конструкцій досліджуються однобазовими вимірювачами тріщин (рис.4.56). Ці прилади оснащені двома пристроями для стаціонарного кріплення над тріщиною. Вимірювачі можуть бути механічного та електричного типу.

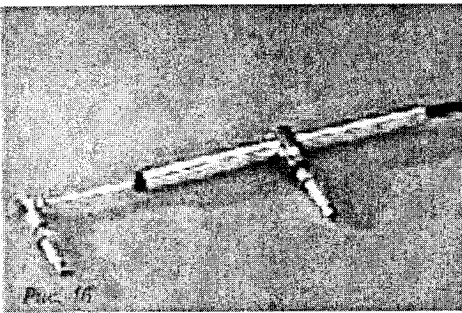


Рис.4.56. Вимірювач тріщин

Для висотних споруд важливим показником вважається відносне зміщення по горизонталі між вершиною та основою. Інструментом контролю цього параметра може бути прямий маятник, розміщений у спеціальній чи ліфтовій шахті. Маятник складається зі сталевого троса, закріпленого у верхній частині споруди, та гирі, розміщеної в демпферувальній ємності з мінеральним маслом. Вимірювання в ручному або автоматичному режимі дають координати вертикального відхилення.

2. Нахили вертикальних стін. Використовуються поверхневі нахиломіри (рис.4.57) різних модифікацій, які відрізняються характеристиками датчиків нахилу.

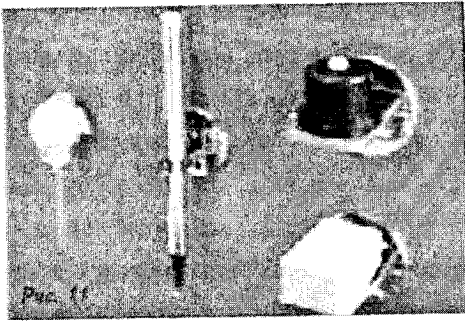


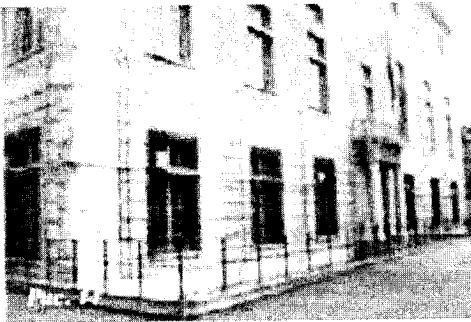
Рис.4.57. Нахиломір

Прилади встановлюють на стінах стаціонарно або застосовують знімні нахиломіри. Вимірювання виконуються в ручному або автоматичному режимі за допомогою спеціальних станцій.

3. Вертикальні зміщення в спорудах, будівлях. Для вимірювання таких зміщень розроблено два типи систем: система DSM* зі змінюваним рівнем та система нівелювання.

Загальний вигляд системи DSM для контролю вертикальних зміщень будівлі показано на рис.4.58, *а*. Встановлення датчиків (рис.4.58, *б*) зовні менш бажане, але простіше, зокрема для обслуговування. Система DSM чутлива до змін температури, тому вимірювання переміщень повинні доповнюватися контролем температури середовища. Робиться тестування системи для того, щоб очистити показники датчиків від температурного ефекту.

а



б

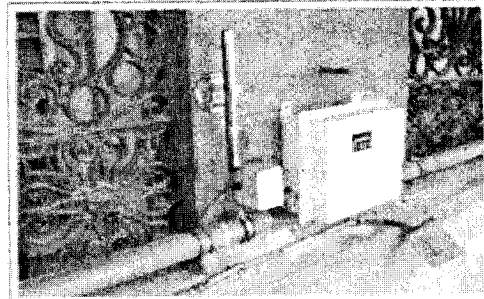


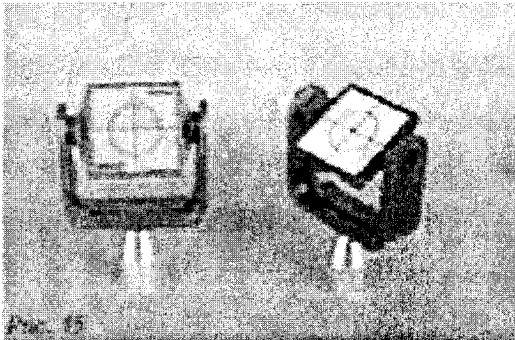
Рис.4.58. Система моніторингу DSM
а – загальний вигляд; *б* – датчик контролю переміщень

* Differential Settlement Monitoring.Sisgeo SPL (Італія)

Приклад моніторингу осідань системою DSM

Розміщення DSM на споруді показано на рис.4.58. Система DSM, розташована вище, контролює переміщення надземної частини споруди. Осідання фундаментної частини в ґрунтовому масиві фіксуються замірами в інклінометричній трубі свердловинним інклінометром.

Система нівелювання вертикальних зміщень. У контрольних точках по периметру будівлі розміщуються оптичні відбивачі (рис.4.59).



З однієї стаціонарної реперної бази, відповідно до плану моніторингу, здійснюється топографічне нівелювання зміщень об'єкта.

Рис.4.59. Оптичні відбивачі

4. Зусилля і напруження в несучих елементах. Визначення деформовано-напруженого стану і зусиль у несучих елементах будівель і споруд у складі геотехнічного моніторингу здійснюється з використанням тензометрування. Фізична основа цього методу, інструментальне оснащення й методика визначення напружень і зусиль у конструкціях з різних матеріалів докладно розглянуті в гл. 4.

Приклад 4.6. Моніторинг висотного житлового будинку

Стаття*, матеріали якої використані для цього прикладу, присвячена організації і проведенню комплексного будівельного моніторингу будівлі. З різних складових загального моніторингу в прикладі розглядаються геотехнічний і геофізичний моніторинги, які є змістом підручника.

Об'єкт моніторингу. Житловий комплекс складається з чотирьох будівель різної поверховості (від 4 до 48 поверхів), розташованих на загальному стилібаті з розмірами в плані 100×100 м і об'єднаних 4-рівневою підземною частиною, в якій розміщені автостоянка і торговельно-офісні приміщення.

* Действующая система мониторинга высотного жилого здания в Москве/Н.К.Капустин и др. Электронный журнал. <http://pamag.ru/pregsa/viz-monitor-system>. 23.01.2011.

Несучі конструкції комплексу виконані з монолітного залізобетону. Фундаментом є коробчаста конструкція заввишки 4,6 м, яка складається з нижньої і верхньої плит товщиною відповідно 2,0 і 1,0 м, об'єднаних ребрами з комірками 3 × 6 м.

Несучими конструкціями багаторівневого стилобату є стіни товщиною 0,4 – 0,6 м, пілони, колони і локальні ядра жорсткості. Перекриття виконані безригельними товщиною 0,25 м. Конструктивна система висотної частини будівлі – каркасно-стінова з пілонами та ядрами жорсткості у вигляді сходово-ліфтових вузлів. Вертикальні несучі конструкції висотної частини об'єднані монолітними безригельними міжповерховими переkritтями.

Гідрогеологічна структура підземного простору. На глибині 0,4 – 3 м розміщені насипні ґрунти, нижче – піски дрібні і середньої крупності потужністю 13 – 18 м. Далі – верхньоюрські глини потужністю 9 – 11 м, нижче – обводнені вапняки. Підземні води виявлено у двох горизонтах: перший від поверхні безнапірний у товщі пісків, що лежать на водоупорі з глин; другий – напірний у товщі вапняків (2 – 6 м). За можливістю проявлення карстових процесів будівельний майданчик визнано безпечним.

У зв'язку зі складними гідрогеологічними умовами будмайданчика захист котловану від проникнення ґрунтових вод здійснювався влаштуванням «стіни в ґрунті» із заглибленням до 2 м у водоупорний шар верхньоюрських глин. Виконувалося водозниження з використанням фільтраційних свердловин по периметру котловану.

Склад системи моніторингу. До комплексу системи моніторингу входили такі складові:

- геотехнічний моніторинг – контроль осідання ґрунту і тиску на ґрунт під фундаментною плитою;
- геодезичний моніторинг – традиційні топогеодезичні спостереження за осіданнями надземної частини з влаштуванням мережі реперів на будівлі і сусідніх об'єктах;
- будівельний моніторинг – тензометрування у фундаментній плиті, стінах і пілонах нижнього поверху підземної частини, стінах і колонах 1-го поверху надземної частини;
- моніторинг коливань – вимірювання коливань висотної частини будівлі в процесі будівництва.

Під час будівництва моніторинг здійснювався в ручному режимі, а після обладнання спеціального приміщення моніторингу – в автоматичному. Всі роботи: встановлення датчиків, буріння свердловин, кріплення марок, влаштування реперів тощо, прокладання кабелів у приміщення моніторингу на першому поверсі виконані відповідно до «Проекту моніторингу», що входив до проектної документації об'єкта.

Інструментальне оснащення моніторингу. Розміщення геодезичних реперів, свердловин, датчиків тиску під фундаментною плитою показано на рис.4.60. Геодезичних

марок усього 40 шт., у тому числі: по периметру фундаментної плити – 13 шт.; у просторі між контуром плити і контуром висотної частини – 11 шт.; по периметру висотної частини – 16 шт. Свердловини влаштовані по діагоналях АБВ і ГБД в кількості 5 шт. і одна – Е в межах ділянки від висотною частиною будівлі. Датчиків тиску на ґрунт під фундаментною плитою – 13 шт., при цьому в просторі між контурами плити і висотної частини – 8 шт., і під висотною частиною – 5 шт. Датчики розміщені на підставі розрахункової схеми будівлі та геологічних умов майданчика. Результати моніторингу засвідчили про те, що тип і кількість інструментального оснащення виявилися оптимальними для отримання об'єктивної характеристики системи «будівля – основа». Навколо свердловин А, В, Г, Д влаштовано геодезичне і геотехнічне обладнання.

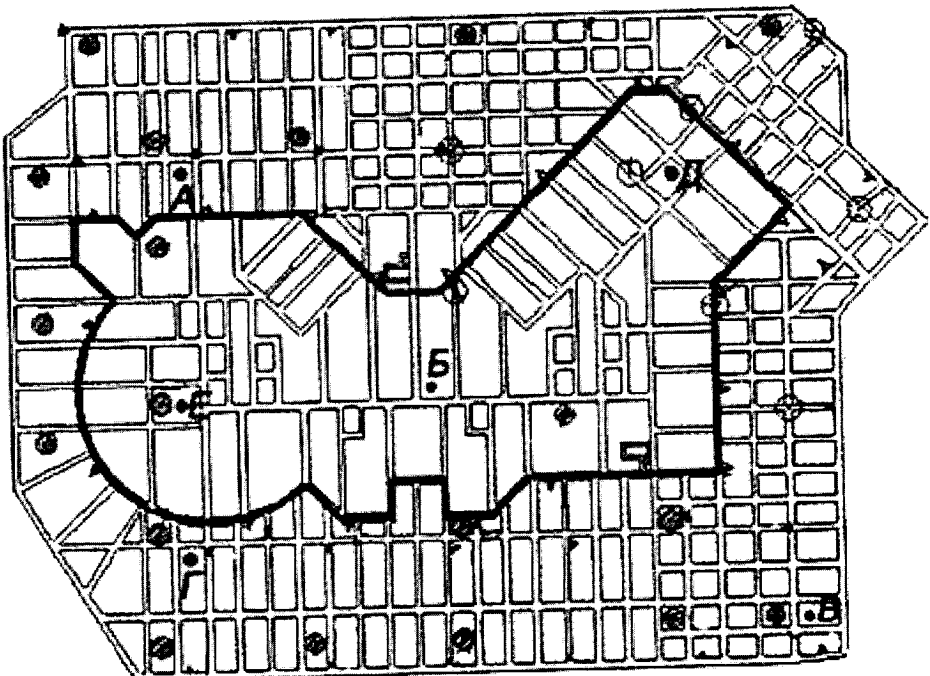


Рис.4.60. План фундаментної плити з розміщенням вимірювального обладнання моніторингу; трикутники – геодезичні марки; кружечки: чорні – свердловини; світлі – датчики визначення тиску на ґрунт

Результати моніторингу. Осідання ґрунту під фундаментною плитою

Геотехнічний моніторинг за свердловинним вимірюванням дає локальні відомості про деформації певного зрізу ґрунту по глибині (у прикладі це 15 м). Геодезичний моніторинг дає інтегральні значення осідання деяких ділянок плити навколо точок вимірювань. Тому кількісна інтерпретація результатів вимірювань двома методами спричинює певну складність: вимірювані величини відображають різну просторову в межах підземного

простору характеристику ґрунту. Сумісний аналіз результатів вимірювань двома методами може дати загальну якісну картину моніторингу осідання з кінетикою цього процесу в просторі й часі. Результати моніторингу осідання плити двома методами для проведення сумісного їх аналізу для діагонального перерізу плити по лінії А – Б – В наведені на рис.4.61.

Геодезичний моніторинг демонструє поступове опускання плити з більшим її осіданням під висотною частиною будівлі. Кінетика осідання плити відповідає зростанню навантаження в міру зведення будівлі.

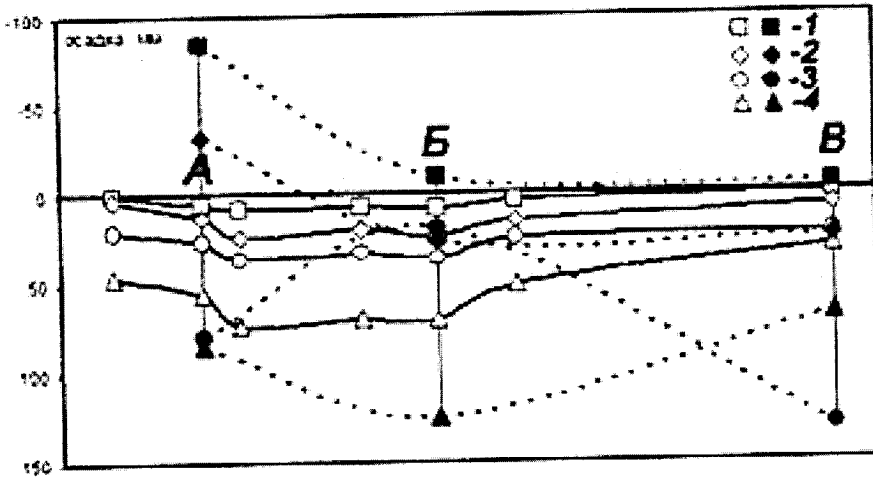


Рис.4.61. Порівняння результатів моніторингу осідань фундаментної плити: світлі значки – геодезичний моніторинг; темні значки – геотехнічний моніторинг; етапи будівництва: 1 – 4-го поверху; 2 – 2-го поверху; 3 – 11-го поверху; 4 – 28-го поверху

Геотехнічний моніторинг дає динамічнішу картину деформації підземного простору. На початковому етапі будівництва на ділянці в зоні А – Б відбулася реакція ґрунту котловану (крива 1). Далі досить швидко (вже на 2-му етапі будівництва) почалося ущільнення ґрунту (крива 2). На 3-му етапі будівництва спостерігався аномальний характер осідань (крива 3) – сильне ущільнення ґрунту по краях ділянки в зонах А – Б і Б – В з уповільненням осідань у зоні навколо точки Б. На 4-му етапі будівництва відбувалося інтенсивне осідання ділянки навколо точки Б з підйомом ґрунту по краю ділянки Б – В. Осідання ґрунту набуло логічної форми (крива 4) за величиною, більшою ніж по геодезичному моніторингу. Але головним в аналізі вимірювань є те, що якісний характер осідань за двома методами вимірювань схожий (пояснення кількісної різниці подано раніше).

Особливість осідань на початковому етапі будівництва, яке виявилось в появі реакції ґрунту, не унікальна, вона досить часто спостерігається у великих за розмірами в плані підземних просторах під будівельним об'єктом.

Порівняння результатів моніторингу з розрахунковими даними. Порівнюються осідання фундаментної плити при навантаженні по завершенні будівництва висотної будівлі. Розрахунок виконано за програмою Ліра з використанням пружної моделі ґрунту (модель Вінклера) з коефіцієнтами постелі від 440 до 1200 Т/м³. На рис.4.62 порівнюються осідання плити: теоретичне (схема а) і фактичне (схема б).

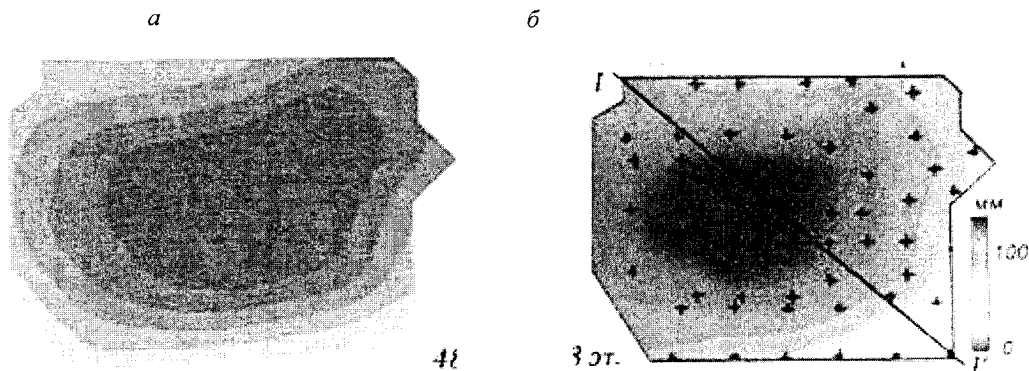


Рис.4.62. Картини осідання фундаментної плити

Загальні картини розрахункових і фактичних осідання плити подібні, відмінність полягає у формі й розмірах плями найбільшого осідання. У першоджерелі для цього прикладу не дано відомостей про згинальну жорсткість плити. Наважимося припустити, що вона була однаковою по усьому «тілу плити» в теоретичній її моделі. Тому й картина осідання виявилася однотонною на переважній площині плити. В дійсності деформації плити (її випинання на пружній основі) відбувалися з отриманням нею плавного криволінійного обрису в просторі, про що свідчать данні геодезичного моніторингу осідань плити і геотехнічного моніторингу осідань ґрунту (крива 4 на рис.4.61). Фактична картина осідань плити зумовлена дією значно більшого навантаження на ділянці плити під висотною частиною будівлі.

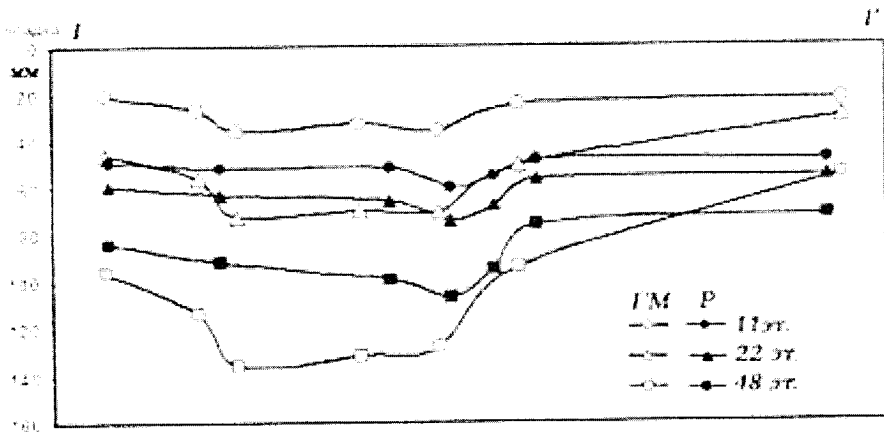


Рис.4.63. Розрахункові (P) і фактичні (ГМ) осідання фундаментної плити на різних етапах будівництва

Цікаві результати для порівняння теоретичних розрахунків плити з фактичними даними і фактичних осідання плити по перерізу 1 – 1' (див. рис.4.62), показаних на рис.4.63, при навантаженнях на різних етапах будівництва. Для 11 поверхів розрахунок дає «запас» в осіданні плити, для 22 поверхів – результати теоретичні і фактичні добре збігаються, для 48 поверхів розрахункові осідання під висотною частиною будівлі менші від фактичних. Такий неоднорідний характер незбігу теоретичних і фактичних результатів осідань фундаментної плити можна пояснити, найімовірніше, недосконалістю розрахункової моделі системи «плита – ґрунтова основа». Причина цього полягає в недостатності заданої жорсткості плити і вихідних даних щодо характеристик ґрунту.

30.7. Автоматизація моніторингу

Перші системи спостереження за технічним станом будівельних об'єктів у процесі їх зведення та експлуатації були дротовими. Такі системи моніторингу дорогі і технічно складні. Велика вартість дротових систем є безпосереднім результатом значних витрат на монтажні роботи на об'єкті відповідно до проекту моніторингу і утримання системи. Витрати на монтажні роботи можуть становити до 25 % повної вартості системи моніторингу, при цьому 75 % витрат часу припадає на монтаж дротів, кабелів системи. Розміщувати технічні вузли системи моніторингу потрібно так, щоб не спотворювати архітектурного вигляду об'єкта, створювати перешкод його

функціональному призначенню, і бути захищеними від випадкових пошкоджень. На відкритих об'єктах для запобігання дії атмосферних факторів доводиться застосовувати захист системи моніторингу, через що вартість її різко зростає.

Останнім часом розроблено і вдосконалюються нові технології бездротової передачі інформації з датчиків, які виявилися значно (в декілька разів) дешевше. Схему бездротової системи моніторингу інженерної споруди з використанням радіочастотної техніки передачі інформації показано на рис.4.64.

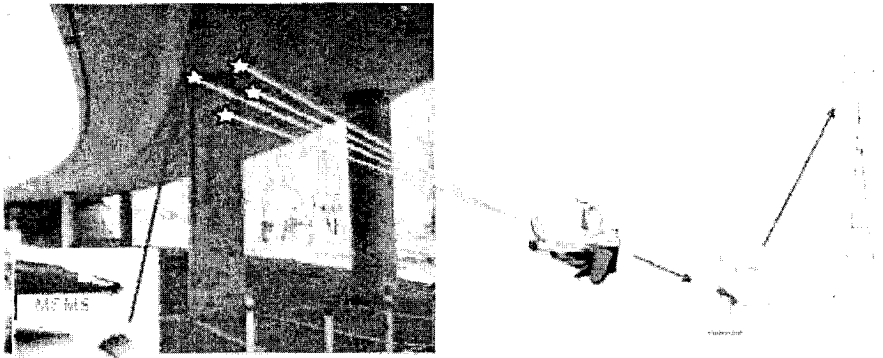


Рис.4.64. Бездротова передача вимірювальної інформації

Приклад автоматизації*

Автоматизована вимірювально-інформаційна система (АВІС) призначена для моніторингу напрямку і величини крену висотної споруди. Для вимірювання зміщення в ній використовується універсальний індуктивний датчик YJD, який дає точність вимірювання зміщення об'єкта 0,001 мм. Відповідно до цього величина нахилу споруди датчиком YJD вимірюється дуже точно з похибкою 0,05 %. За отриманими вимірюваннями розраховують відносні осідання споруди.

* Систему розробили фахівці науково-дослідного інституту будівельних конструкцій (НДІБК м. Київ) і ООВ «Геоінженіринг».

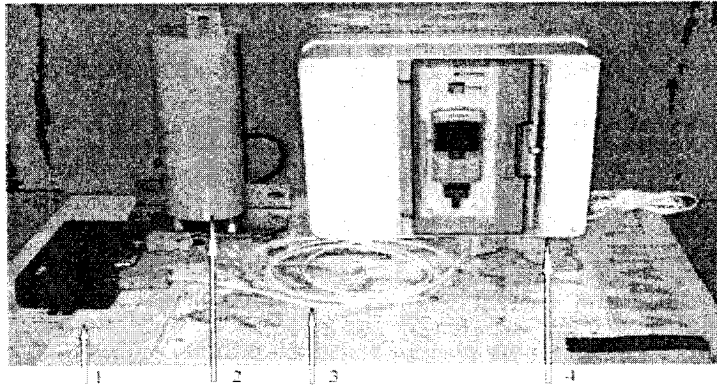


Рис.4.65. Автоматизована вимірювально-інформаційна система
1 – вимірювач індуктивності; 2 – датчик крену YJD; 3 – лінії зв’язку;
4 – блок збирання і передачі інформації

Конструктивно датчик крену YJD (2 на рис.4.65) складається з чотирьох індуктивних перетворювачів, розташованих симетрично по колу перпендикулярно маятнику на однаковій відстані від нього. Нитка маятника жорстко закріплюється на об’єкті. Електричний сигнал, що виникає при переміщенні нижньої частини маятника, вимірювачі індуктивності перетворюють на цифровий. Далі інформація через блок 4 передається по мережах мобільного зв’язку у вигляді SMS-повідомлення через інтернет на поштову скриньку електронної пошти з наступним обробленням на ЕОМ.

Автоматично кожні 12 годин виконується перевірка акумулятора мобільного телефону (він показаний на блоці 4) і тестування усієї системи, контролюється і записується час і дата вимірювань.

Економічний аспект автоматизації моніторингу. Своєчасне з’ясування найбільш небезпечних місць, ділянок, вузлів будівель і споруд дасть можливість скоротити витрати через помилкові розрахунки щодо експлуатації і фінансуванню ремонтних робіт на об’єкті. При цьому стає можливим перехід від стратегії регламентних планових робіт у визначені часові інтервали до обслуговування і ремонту, підсилення залежно від технічного стану. Завдяки цьому це можна заощадити матеріальні та енергетичні ресурси в тих випадках, якщо строк планових робіт настав, а інформація моніторингу свідчить про задовільний технічний стан об’єкта.

ТЕПЛОВІЗІЙНИЙ МОНІТОРИНГ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

Тепловізійний моніторинг є складовою частиною загального комплексного моніторингу будівель і споруд. Стан і перспективи й розглядаються в цій главі так, як автори бачать його проблему в будівельній справі, зважаючи на недостатнє освітлення її у фаховій літературі.

31.1. Суть проблеми. Завдання тепловізійного моніторингу*

Економія споживання енергоресурсів є пріоритетним завданням державного регулювання. Значна їхня частка використовується в житлово-комунальному секторі: на опалення будівель витрачається більше ніж 40 % усіх паливно-енергетичних ресурсів держави. Тому зниження тепловтрат зовнішніми захисними конструкціями будівель і споруд є важливим завданням. Втрата тепла через зовнішні стіни залежно від висоти об'єкта і його конструкції становить 20...40 % загальних втрат тепла. На вікна припадає до 30 % усіх тепловтрат об'єкта. Бетонні збірні стінові панелі не відповідають сучасним вимогам енергозбереження. Взагалі ефективність споживання тепла будівлями залежить від різних факторів: об'ємно-планувального рішення, рівня теплозахисту зовнішніх конструктивних частин та ін. Важливим фактором є характер урегульованості систем опалення.

Нормативні документи по проектуванню будівель і споруд, які спрямовані на економію теплової енергії, встановлюють їхню класифікацію за показниками енергетичної ефективності. Ці норми в декілька разів збільшили вимоги до опору теплопередачі, закріпили правила теплотехнічних розрахунків захисних конструкцій.

* За матеріалами статті: Николаев Е.К., Бондарчук В.В., Симонов С.И. Тепловизионные обследования состояния ограждающих конструкций зданий с целью повышения их энергоэффективности.

Для вирішення проблеми нераціональних втрат тепла необхідне впровадити в будівельну практику проведення ретельного спостереження за будівлями і спорудами з контролем належного виконання вимог норм. Саме для цього слід проводити тепловізійний моніторинг фактичних теплотехнічних характеристик захисних конструкцій у реальних умовах експлуатації.

Це означає отримання фактичного розподілу температурних полів на зовнішніх поверхнях захисних конструкцій будівель і споруд. Тепловізійна зйомка дає змогу отримати «теплову» картину (рис.4.62), після оброблення якої оцінюється загальний температурний режим об'єкта, визначаються дефекти захисних конструкцій:

- конструктивні, будівельні, технологічні, експлуатаційні;
- недостатність утеплення окремих частин будівель (горищних перекриттів, даху);
- руйнування цегляних стін;
- порушення стиків збірних конструкцій (утворення «містків холоду»);
- незадовільний монтаж віконних блоків та ін.

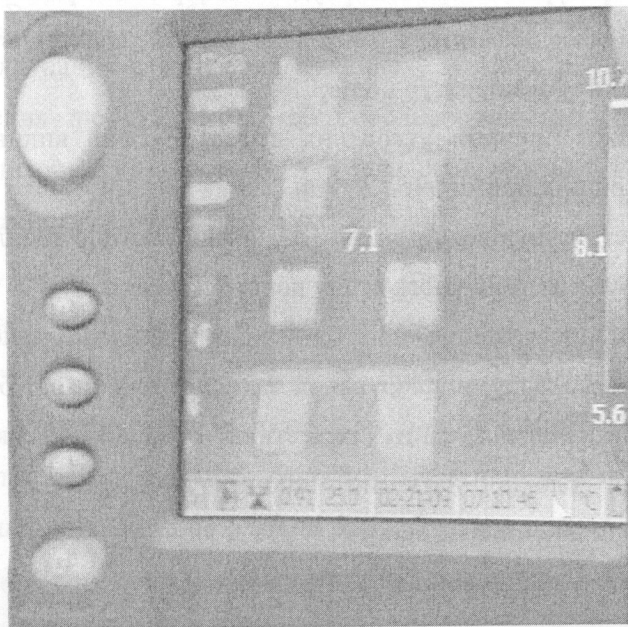


Рис.4.62. Тепловізійний знімок житлового будинку в режимі реального часу

За результатами тепловізійного спостереження визначають місця й характер втрати тепла та розроблюють технічні заходи по відновленню теплозахисних якостей охолоджуючих конструкцій.

Тепловізійна діагностика набула надзвичайного значення при реконструкції житлового фонду, виконання програми якої почалося. Тепловізійна діагностика має важливе значення для забезпечення комфортних умов проживання мешканців у будинках і нормальних умов у приміщеннях громадських і промислових будівель.

31.2. Можливості тепловізійного спостереження

Тепловий неруйнівний контроль захисник конструкцій вирішує такі основні завдання:

- 1) виявляє дефектні ділянки по вимірюванню величини термічного опору (контактні заміри теплофізичних величин: теплових потоків; температури зовнішньої і внутрішньої поверхонь будівель; температури повітря зовні будівлі і всередині приміщень);
- 2) розпізнає дефекти й визначає їхню характеристику по аналізу розподілу температур полів;
- 3) аналізує причини утворення дефектів, їхній вплив на температуру внутрішніх приміщень.

Аналіз стану будівель показує, що в них частіше трапляються такі типи дефектів і порушень технічного стану конструкцій:

- місця проникнення повітря і води (дефектне зачekanення швів із зовнішнього боку, відшарування захисної плівки від бетонної поверхні, недостатнє обтискування герметика і тріщин, неякісне ущільнення віконних блоків, наскрізні щілини в з'єднаннях, розрегулювання фурнітури віконних блоків);
- містки тепла й холоду, погіршення опору теплопередачі (відсутність теплоізоляції, аномальна зволоженість, неякісне цегляне мурування, неефективні архітектурні й будівельні рішення);

- дефектні стінові панелі (порушення товщини і розміщення утеплювача, адсорбція вологи в утеплювачі, збільшення об'ємної маси утеплювача і його ущільнення, руйнування герметичності сендвіч-панелей і стиків між ними);
- невідповідність термічного опору захисних конструкцій нормативним вимогам.

Перелічені дефекти призводять до того, що зовнішні стіни, теплі дахи чи горищні перекриття будівель стають неспроможними виконувати захисну функцію від впливу зовнішнього середовища.

Тепловізійне обстеження – це новий напрям у сфері технічного обстеження будівельних об'єктів. Воно має певні переваги перед традиційним методом зараз є найефективнішим. У деяких країнах воно стало обов'язковою вимогою згідно з нормативними документами при здаванні об'єктів в експлуатацію. Його виконання регламентується проводити весь термін експлуатації об'єктів.

Тепловізійні зображення об'єктів отримуються без безпосереднього контакту з ними. Виконання робіт не потребує витратного підготовчого періоду (відключення обладнання в житлових будинках, зупинки роботи виробничих об'єктів, відселення людей і т.п.), що особливо важливо при проведенні циклічного моніторингу протягом тривалого часу. Безконтактність тепловізійної діагностики будівель є суттєвою відмінністю нового методу від існуючих раніше.

Тепловізійне обстеження – науковий, тобто достовірний спосіб отримання картини розподілу теплових полів. Оскільки інфрачервоне випромінювання властиве всім об'єктам, що мають температуру, вищу від абсолютного нуля, термографічний спосіб діагностики можна застосовувати для всіх матеріальних об'єктів незалежно від освітлення і часу доби. Чим вища температура об'єкта, тим більша інтенсивність інфрачервоного випромінювання. Цей спектр випромінювання не розрізнявальний для ока, але розрізнявальний за допомогою спеціального обладнання.

Результати термографічної діагностики можна не тільки спостерігати внаслідок перетворення інфрачервоного випромінювання на електричний сигнал, який візуалізується на екрані приладу, а й записати і зберігати для подальшого аналізу та складання професійних звітів.



Термографія спирається на оптичні властивості холестеричних рідких кристалів змінювати забарвлення в райдужні кольори при наведенні їх на термовипромінювальні поверхні. Найхолоднішим ділянкам відповідає червоний колір, найбільш гарячим – синій.

Існують візуальний і кількісний способи оцінювання тепловізійної картини.

Візуальна (якісна) оцінка термографії дає змогу визначити розміщення, форму, розміри осередку підвищеного випромінювання, а також орієнтовно (за шкалою кольорів) оцінити величину інфрачервоної радіації.

Однак при візуальному оцінюванні неможливо точно виміряти температуру.

Кількісне оцінювання термограм виконується з використанням сертифікованих програмних комплексів для оброблення результатів тепловізійного знімання.

31.3. Фізична природа тепlobачення

Тепlobачення – це застосування законів теплового випромінювання. За великим рахунком, тепlobачення можна вважати універсальним способом отримання різноманітної інформації про світ, що нас оточує. Більшість процесів перетворювання енергії відбувається з виділенням чи поглинанням тепла. Ці процеси супроводжуються малим питомим виділенням тепла і при невеликих температурах. Тому енергія таких процесів потрапляє в інфрачервоний мікрохвильовий діапазон. Інфрачервоне випромінювання може

бути виявлене різними приймачами теплового випромінювання і тим чи іншим чином перетворено у видиме зображення.

Наведемо деякі поняття і визначення теорії випромінювання. Тепловим випромінюванням зветься електромагнітне випромінювання будь-якого тіла внаслідок його внутрішньої енергії. Теплове випромінювання характеризується довжиною хвилі і частотою. В 1860 р. відомий фізик Г. Кірхгоф довів, що відношення виділення і поглинання тілом енергії не залежить від його природи, а є для всіх тіл однією універсальною функцією частоти λ і температури T . Якщо скористатися визначеннями: r – спроможність тіла до виділення тепла і a – спроможність тіла до поглинання тепла, то закон Кірхгофа набуває такого вигляду:

$$r/a = f(\lambda T). \quad (4.9)$$

Одне з основних понять теплового випромінювання – абсолютно чорне тіло. Це тіло, яке поглинає всю енергію, що на нього падає, оскільки її не відбиває. Абсолютно чорних тіл у природі немає. Є речовини, наприклад сажа, спроможність яких поглинати теплове випромінювання близька до одиниці, але тільки в деяких частинах. Однак можна створити пристрій, близький за своїми властивостями до абсолютно чорного тіла. Це може бути замкнений об'єм з маленьким отвором. Випромінювання потрапить туди і, перш ніж вийде назад, багаторазово відіб'ється з поглинанням частини енергії, внаслідок чого майже все випромінювання будь-якої частоти поглинається всередині об'єму.

Не будемо зупинятися на всіх перипетіях зміни і вдосконалення закону, відображеного залежністю (4.9). Цікаво поглянути на дослідження Релея і Джинса. Вони отримали залежність, яка задовільно збіглася з експериментальними даними тільки в діапазоні малих частот (інфрачервоному спектрі) і дуже відрізнялася в ультрафіолетовому спектрі. З цього виходило те, що внаслідок випромінювання тіло повинне віддати всю свою енергію і охолонути до абсолютного нуля. Цей висновок назвали ультрафіолетовою катастрофою. Теоретичне пояснення цьому помилковому висновку було дано на підставі квантової теорії Планка. 19 жовтня 1900 р. на засіданні фізичного

товариства він виклав свою теорію і остаточну універсальну математичну формулу для функції (4.9), у якій рішення Релея – Джинса було окремим випадком. Теорія Планка дає вичерпне пояснення рівноважного теплового випромінювання.

31.4. Улаштування і типи тепловізорів

Для візуалізації низькоенергетичного інфрачервоного випромінювання створені спеціальні пристрої – тепловізори (термографи; рис.4.67). Вони належать до оптико-електронних приладів пасивного типу, в яких випромінювання перетворюється в підсилений електричний сигнал.

Загальний принцип улаштування тепловізорів. Інфрачервоне випромінювання системою спеціальних лінз концентрується й потрапляє на фотоприймач, який вибірково чутливий до визначеної довжини хвилі інфрачервоного спектру. Випромінювання, що на нього потрапляє, приводить до зміни електричних властивостей фотоприймача і підсилюється електронною схемою. Отриманий сигнал піддається цифровому обробленні, і це значення передається на блок відображення інформації.

Блок відображення інформації має кольорову палітру, в якій кожному значенню сигналу надається певний колір. Після цього на екрані монітора з'являється точка, колір якої відповідає чисельному значенню інфрачервоного випромінювання. Скануюча система (дзеркала чи напівпровідникова матриця) здійснює послідовний обхід усіх точок у межах поля видимості приладу, і в результаті отримується видима кольорова картинка інфрачервоного випромінювання об'єкта.

Чутливість детектора до теплового випромінювання тим вища, чим нижча його власна температура, тому він розміщується в спеціальному пристрої – «холодильнику». Застосовуються два способи охолодження детекторів: 1) із застосуванням рідкого азоту, що дає змогу охолодити детектор до низьких температур; 2) із застосуванням напівпровідників, які дають перепад температур при проходженні через них електричного струму. Пристрої

охолодження застосовуються не в усіх моделях тепловізорів. В окремих моделях використовується «холодильник» – мініатюрний компресор, який охолоджує чутливий детектор до температури рідкого азоту.

Якість оптики і кут зору об'єктива забезпечують деталізацію об'єктів зйомки залежно від відстані. Використовуються об'єктиви 2, 5, 7, 12, 24, і 45 градусів.

Електронний блок приладів забезпечує оброблення інформації, отриманої від детектора, і її представлення у вигляді стандартних телевізійних сигналів PAL, SECAM, NTSC і цифрових 8-, 12-, 14-, 16-бітних сигналів.

Прилади оснащені системою транспортування запису зображення (жорсткий диск, карта пам'яті, флеш-карта), способом організації збереження і об'ємом пам'яті, способом оброблення зображень і, нарешті, програмним забезпеченням для аналізу термограм і складанням звіту, інтеграцією в існуючі SAP-програмні оболонки та операційні системи (рис.4.67).

Типи тепловізорів



Рис.4.67. Типи тепловізорів



Рис.4.67. Типи тепловізорів (продовження)

31.5. Сфери застосування теплофізичної діагностики в будівельній справі

До сказаного в 31.1 слід додати таке.

1. Оперативне оцінювання стану будівельних об'єктів, можливість прийняти швидке рішення на підставі документованих та ілюстрованих звітів дають змогу запобігти аварії точно в місці можливого їх виникнення або в найкоротший термін ліквідувати їх.

2. Неруйнівний контроль теплотехнічного стану при обстеженні об'єктів житлово-комунального господарства. Зношеність основних фондів ЖКГ потребують впровадження сучасних методів оперативного оцінювання й аналізу технічного стану об'єктів.

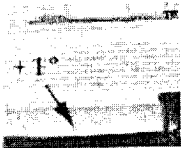


3. Стіни будівель мають найбільшу площу зіткнення з зовнішнім середовищем і, відповідно, вносять найбільший вклад у теплообмін системи будівля – середовище. Ефективному вирішенню проблеми «обігрів – теплозбереження» сприяє своєчасне проведення незалежного термографічного аудиту.



4. Покрівля будівель за теплофізичними показниками є найуразливішою її частиною. Втрати тепла через покрівлю можуть становити до 40 % загальної його кількості. Нормальна експлуатація потребує від покрівельних матеріалів

високої теплостійкості влітку і стійкості до низьких температур узимку з частими переходами через 0 °С. Систематичні тепловізійні обстеження допоможуть у визначеності ефективності та довговічності різних покрівель.

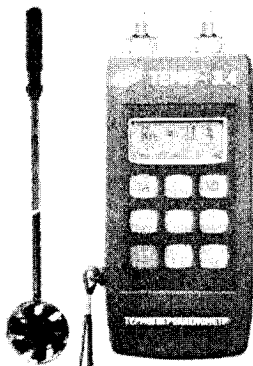


5. Втрати тепла через підземну частину замських будинків становлять до 15 % його загальної втрати. Ця частина потребує правильної теплоізоляції не менш, ніж стіни і покрівля. Через промерзання фундаменту не можна створити теплового комфорту в приміщеннях підвалу і першого поверху. Своєчасний тепловізійний контроль дає змогу оперативно вирішити проблеми теплоізоляції фундаменту та усунути їх.

31.6. Прилади теплового контролю при моніторингу*

ТЕМП-3.3

Призначення:



- вимірювання швидкості і температури повітряних потоків;
- вимірювання щільності теплових потоків;
- вимірювання вологості й температури повітря навколишнього середовища;
- вимірювання температури поверхні твердих тіл контактним способом, у тому числі з приварювання термопар;
- вимірювання температури рідких і газоподібних середовищ, сипких матеріалів.

Всі модифікації приладів є програмуєчими вимірювачами-регістраторами вимірювальних параметрів, мають пам'ять, зв'язок з ПК.

* Научно-производственное предприятие «Интерприбор», г. Челябинск www.interpribor.ru

Технічні характеристики

- | | |
|--|-------------|
| - діапазон вимірювання температур, 0 °С | -50...+1000 |
| - діапазон вимірювання вологості, % | 0...100 |
| - температурний діапазон датчика вологості, 0 °С | -40...100 |

Мобільний вимірювач теплопровідності

МИТ-1



Вологомір ВИМС-2



Призначення:

- оперативне визначення теплопровідності будівельних і теплоізоляційних матеріалів зондовим методом;
- обстеження об'єктів з метою визначення їхніх теплозахисних властивостей.

Рекомендується для використання одночасно з вологоміром ВИМС-2 для врахування впливу вологості матеріалів.

Призначення:

- оперативний контроль вологості будівельних матеріалів, у тому числі в конструкціях і спорудах:
- тверді матеріали: бетон, цегла, тинкування, підлоги;
- деревина і матеріали на її основі;
- штучні і волокнисті матеріали.

Основні функції

- базові градуйовані залежності для різних матеріалів;
- оперативне уточнення і введення нових залежностей;

Основні функції:

- вибір умов вимірювання;
- режим розрахунку термічного опору.
- архівація 1000 результатів і умов вимірювань;
- програма-апроксиматор для отримання градуированих залежностей;
- оптоінтерфейс RS232, сервісна комп'ютерна програма.

Регістратор тепло-фізичних параметрів

Теплограф



Призначення:

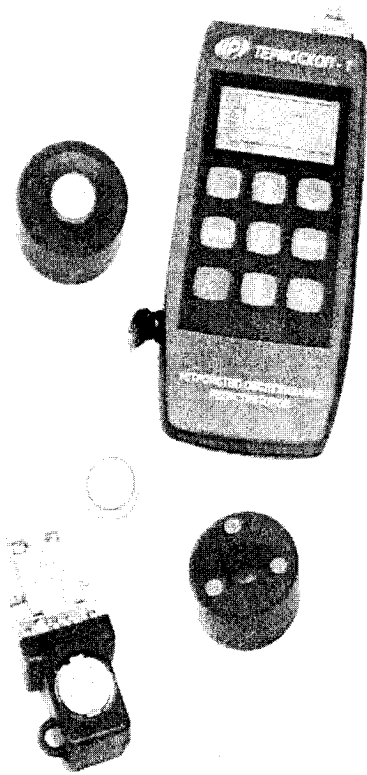
- вимірювання і реєстрація щільності теплових потоків, що проходять через одно- і багат шарові захисні конструкції, через теплоізоляцію та облицювання будівельних об'єктів;
- вимірювання температури поверхонь зовні і всередині приміщень;
- вимірювання температури повітря;
- визначення опору теплопередачі і термічного опору захисних конструкцій, вікон, дверей;
- безперервний моніторинг об'єктів з визначенням фактичного рівня теплового захисту;
- додаткові результати тепловізійних обстежень об'єктів.

Основні функції:

- реєстрація і відображення результатів у часі;
- контроль об'єктів і локальних зон за допомогою адаптерів. Кожний адаптер контролює 7 «кущів» по 3 датчики: один датчик – теплового потоку і два – температури поверхні стіни і повітря.

Реєструючий комплекс

РТВ



Призначення:

- контроль температури середовища;
- контроль температури і вологості повітряних і газових середовищ у локальних зонах різних об'єктів.

Основні функції:

- сервісна комп'ютерна програма;
- зчитування інформації з 400 реєстраторів DS та її архівація;
- програмування роботи реєстраторів;
- розгляд і аналіз графіків вимірювань;
- передача інформації на ПК по RS232;
- обслуговування реєстраторів в польових умовах.

31.7. Енергоаудит у тепловізійному моніторингу будівельних об'єктів

Ознайомившись з параграфами 30.1 і 30.2, можна зробити висновок, що мова йде не про обігрів будівель, а про обігрівання повітря. За розрахунками спеціалістів* майже 95 % існуючого фонду будівель різного призначення фізично не спроможні зберігати тепло всередині приміщень внаслідок конструктивних особливостей. На рис. 4.68,а показано схему звичайної поширеної зараз конструкції зовнішніх стін із цегли (чи зі збірних панелей).

Якщо в зимовий період при від'ємній температурі зовнішнього повітря температура зовнішньої частини стіни суттєво вища або навіть позитивна, то це означає, що тепло витрачається на обігрівання захисної конструкції і частково

* В.В.Савойський і др. Енергоаудит и термомодернизация зданий // Будівництво України. – 2010.– № 6. С. 3–7.

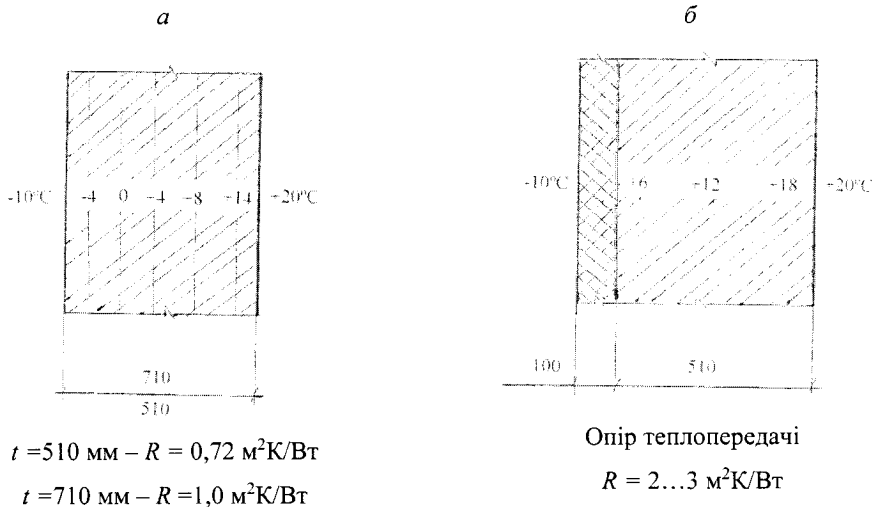


Рис. 4.68. Температурні поля в стіні будівлі

зовнішнього повітря. При позитивній температурі на зовнішній поверхні утворюється конденсат. При частих змінах зовнішньої температури частина стіни буде знаходитися в циклах заморожування – розтавання, що скорочує довговічність захисної конструкції.

Застосування зовнішнього утеплення, як показано на рис.4.67,б значно поліпшує теплотехнічні якості стіни: опір теплопередачі зростає, кількісно це залежить від ефективності утеплювача.

У будівництві останнім часом питанням енергозаощадження приділяється значна увага. В ДБН передбачається обов'язкове розроблення енергетичних паспортів як об'єктів, що тільки проектуються, так і тих, що експлуатуються. Останні повинні підлягати енергетичному обстеженню і моніторингу у визначений термін енергетичного аудиту.

Енергетичний аудит – це енергетичне обстеження об'єктів з метою визначення ефективності використання паливно-енергетичних ресурсів. У процесі проведення енергоаудиту досліджуються такі питання:

- установлення технічного стану захисних конструкцій будівель і оцінка їхніх теплозахисних властивостей;

- оцінювання рівня витрати теплових ресурсів і визначення потенціалу енергозбереження;
- розроблення організаційних і технічних заходів, спрямованих на зниження втрат енергоресурсів;
- економічне оцінювання заходів щодо енергозаощадження.

Здійснення заходів з енергоаудиту дає змогу зменшити енергетичну складову експлуатаційних витрат орієнтовно в два рази.

НАУКОВО-ТЕХНІЧНИЙ СУПРОВІД БУДІВЕЛЬНИХ ОБ'ЄКТІВ

В основу змісту глави покладено ДБН В.12-5:2007 Науково-технічний супровід будівельних об'єктів, чинні від 01.01.2008 р.

32.1. Загальні положення

Науково-технічний супровід будівельних об'єктів (НТСБО) – це комплекс робіт науково-аналітичного, методичного, інформаційного, експертно-контрольного і організаційного характеру, що здійснюються в процесі геологічних пошуків, проектування і зведення об'єктів будівництва для забезпечення якості будівництва, надійності, безпеки, функціональної придатності і довговічності будівель і споруд.

НТСБО не замінює обов'язкового виконання учасниками будівельного процесу вимог по забезпеченню якості будівельно-монтажних робіт, надійності та безпеки будівель і споруд, передбачених нормативно-технічними документами.

До виконання НТСБО залучаються установи, які мають науково-технічні кадри з профільною освітою і кваліфікацією, необхідну приладо-інструментальну базу, будівельні ліцензії за напрямками діяльності «Інженерні пошуки», «Проектування», «Будівництво» та ін.

Обсяг робіт по НТСБО визначається «Програмою», складеною відповідно до вимог робочого проекту, чинних нормативних документів.

Фінансування робіт по НТСБО передбачається в кошторисі на об'єкт будівництва.

Перелік об'єктів, що підлягають обов'язковому НТСБО, міститься в додатку В ДБН В.1.2-5:2007. Нижче вибірково даються окремі пункти з цього переліку:

- об'єкти, що мають унікальне та особливе народногосподарське соціальне значення;

- об'єкти експериментального будівництва;
- об'єкти житлово-цивільного призначення IV і V категорій складності згідно з ДБН Д.1.1-7-2000 Правила визначення вартості проектно-вишукувальних робіт для будівництва, що здійснюються на території України;
- будівлі, що зводяться в умовах щільної забудови, за наявності в них підземної частини завглибшки більш ніж 3 м та надземної частини заввишки понад 9 поверхів;
- просторові конструкції покриттів.

Основними видами робіт НТСБО є такі:

- аналіз технічних та будівельно-технологічних проектних рішень, пошукових робіт;
- моніторинг будівельно-монтажних робіт, який складається із спостереження за котлованом, підземною і надземною частинами об'єкта будівництва;
- моніторинг теплотехнічних властивостей захисних конструкцій;
- виконання в разі необхідності обстеження будівель і споруд;
- науково-дослідне визначення характеристик будівельних матеріалів і конструкцій, що надходять до будмайданчика;
- перевірка відповідності вимогам будівельних норм і технічної документації прийнятих конструктивних рішень та конструкцій;
- оцінювання впливу нового будівництва на оточуючі будівлі і споруди;
- розроблення технологій моніторингу на період експлуатації об'єкта;
- розроблення інтегрованих автоматизованих систем різних за призначенням моніторингів;
- розроблення технічної документації по ліквідації об'єкта тощо.

32.2. Мета і задачі НТСБО

Забезпечення безпеки людей, об'єкта будівництва, а також будівель і споруд, розташованих у зоні впливу будівництва.

Забезпечення надійності конструктивних частин об'єкта будівництва на підставі інтерактивного наукового прогнозу й аналізу даних моніторинрів геотехнічного, будівельного, геодезичного, теплотехнічного в часі при різних навантаженнях і впливах.

Забезпечення якості виконання усіх видів робіт під час будівництва.

Забезпечення функціональної придатності об'єктів будівництва з урахуванням їхньої унікальності і відповідальності.

Своєчасне врахування усіх можливих техногенних, кліматичних впливів та інших надзвичайних ситуацій, що виникають у процесі будівництва.

Забезпечення взаємодії всіх учасників будівельного процесу: замовника, підрядних, пошукових, проектних, будівельних організацій, наглядових і контролюючих органів, науково-дослідних установ, органів по сертифікації продукції і послуг.

Розроблення оперативних рішень по ліквідації порушень, виявлених внаслідок моніторингу об'єкта і відхилень від проектних рішень.

Розроблення технічних і технологічних рішень, участь у прийнятті рішень, які не знайшли відображення в проектній документації.

Розроблення додаткових технічних рекомендацій, які не містяться в чинних нормативних документах по виготовленню і монтажу конструкцій, на підставі встановлених фактів під час будівництва.

Оцінювання придатності конструкцій, виконаних з відхиленням від технічних умов і робочого проекту. Виконання в таких випадках необхідних розрахунків і доповнень до проектної документації.

Розроблення рекомендацій і пропозицій по удосконаленню технології будівельно-монтажних робіт і застосуванню нових ефективних матеріалів на підставі передових досягнень науки, техніки, зарубіжного й вітчизняного досвіду.

Відпрацювання конструктивних рішень окремих елементів і вузлів, зумовлених реальними умовами виконання будівельно-монтажних робіт з

перевіркою їх розрахунками, а за необхідності – випробуваннями на моделях або на натурних конструкціях в умовах будівництва.

32.3. Організація НТСБО

32.3.1. Функції учасників супроводу

Учасники НТСБО поділяються на замовників і виконавців.

Залежно від складності та обсягів робіт супровід здійснюють одним або декількома виконавцями, в такому разі визначається головний виконавець, а інші виконують функції співвиконавців. Взаємодія між головним виконавцем та співвиконавцем обумовлюється договорами між ними.

32.3.2. Діяльність замовника

Замовник супроводу виконує такі основні роботи:

- ініціює виконання робіт з певного етапу супроводу;
- видає вихідні дані для розроблення супроводу;
- визначає головного виконувача робіт;
- розглядає і затверджує програму супроводу;
- укладає договір і контролює виконання робіт;
- забезпечує впровадження вказівок супроводу.

32.3.3. Діяльність головного виконавця

Головний виконавець супроводу виконує такі роботи:

- розроблює програму певного етапу супроводу;
- готує і дає замовнику матеріали для укладання договору;
- укладає договори із співвиконавцями;
- складає звітну документацію і несе відповідальність перед замовником за надані технічні й технологічні рішення та рекомендації, терміни та якість виконаних робіт.

32.3.4. Діяльність співвиконавця

Співвиконавці супроводу виконують такі роботи:

- розробляють програми супроводу на свою складову робіт;
- виконують роботу і звітують перед головним виконавцем.

32.4. Програма проведення робіт із супроводу

Програма в загальному випадку містить такі розділи:

- підстави для проведення НТСБО;
- мета і призначення робіт з супроводу;
- вихідні дані;
- суб'єкти виконання та етапи робіт;
- порядок оформлення звітів співвиконавців;
- порядок передачі результатів робіт замовнику;
- фінансові питання проведення супроводу;
- календарний план виконання робіт по супроводу;
- перелік чинних нормативних документів щодо будівництва, обов'язкових до виконання при проведенні супроводу.

Приклад 4.6. Геодезичний моніторинг як складова частина НТСБО

У цьому прикладі геодезичний моніторинг розглядається з позиції супроводу будівництва каркаса будинку з монолітного залізобетону. Зведення багатоповерхових будинків методом бетонування в опалубці підвищує їхню надійність і довговічність порівняно з будинками на основі повнозбірного панельного будівництва. Індустріальне будівництво з монолітного залізобетону доцільне при зведенні будівель і споруд підвищеної поверховості, при будівництві в районах з високою сейсмічною активністю і складними геологічними умовами.

Темпи, неперервність і якість будівництва залежать від технологічних факторів і рівня геодезичного забезпечення. Швидкість перестановки опалубки залежить від таких технологічних факторів: продуктивності засобів подачі бетону на робочий горизонт у встановлену опалубку; терміну затвердіння бетонної суміші; терміну монтажу робочої арматури в наступних технологічних захватках і встановлення опалубки для можливості

виконання бетонування з урахуванням набирання бетоном нижче від розташованого поверху необхідної міцності і т.п. В цю низку технологічних процесів повинно органічно вписуватись геодезичне забезпечення, з тим щоб не гальмувати і не порушувати неперервності загальної технології зведення каркаса. Це потребує науково обгрунтованої організації геодезичного моніторингу за процесом будівництва, суміщення будівельних і геодезичних робіт.

Перед початком будівельно-монтажних робіт нульового циклу (при влаштуванні котловану виконувався спеціальний моніторинг) утворюється необхідна планово-висотна основа в межах будмайданчика. Здійснюється розбивка осей і відміток верха фундаментів для встановлення опалубки першої захватки в проектне положення. Важливим етапом на початку роботи є влаштування мережі спостережуваних марок на цокольному чи першому поверху будівлі для геодезичного контролю вертикальності переміщення опалубки на кожному наступному поверсі. Контроль за переміщенням опалубки по вертикалі здійснюється передачею вимірювань на геодезичну основу і встановленню відхилень опалубки від проектного положення. Для того щоб не допускати відхилень, необхідно виконувати вимірювання вертикальності опалубки стін і колон кожного поверху одночасно з вимірюванням горизонтальності верху опалубки на кожній захватці. Як тільки буде виявлено відхилення, які перевищують нормовані допуски, необхідно відповідними засобами привести положення опалубки наступного поверху в проектне положення. Між окремими відхиленнями, особливо по вертикалі, існує взаємозв'язок: відсутність чи ступінь накопичення відхилень зумовлює якість зведення будівлі.

Моніторинг за процесом будівництва передбачає виконання геодезичних вимірювань осідання будівлі в міру зростання поверховості. Такі спостереження конче необхідні при будівництві на слабких чи насипних ґрунтах. Фактичні осідання порівнюються з розрахунковими і в разі необхідності можна своєчасно застосувати заходи по зменшенню осідання. Важливим показником цих спостережень є виявлення характеру осідання: рівномірне воно чи нерівномірне і чи затухає в міру зведення будівлі. Нерівномірність осідання дуже небезпечна, вона може суттєво змінити статику будівлі.

У конструкції будівель можуть бути окремі частини, здійснення яких потребує підвищеної геодезичної уваги, наприклад, у багатоповерхових будинках житлового і громадського призначення ліфтові шахти.

Після закінчення загальнобудівельних робіт необхідно виконати контрольні геодезичні вимірювання вертикальності фасадів і в кожному конкретному об'єкті – інші додаткові вимірювання.

Досвід будівництва показує, що геодезичний моніторинг повинен бути оперативним без затримки оброблення виконаних вимірювань, щоб була можливість швидко реагувати і скоригувати процес будівництва.

Зі сказаного стає зрозуміло, що підвищення якості будівництва, надійності будівель, продуктивності виробництва значною мірою залежить від правильної організації геодезичного супроводу як у процесі зведення об'єкта, так і на етапі заключного контролю, який визначає відповідність виконаних робіт державним і відомчим стандартам, технічним умовам і будівельним нормам.

Для здійснення якісного супроводу необхідно мати відповідну методика його виконання і високопродуктивні засоби проведення вимірювань. Основні методологічні принципи і правила розроблення методики супроводу викладені в підручнику і наведені в прикладах практичні реалізації методик на будівельних об'єктах. У підручнику подано також основні засоби і прилади для геодезичних вимірювань, які зараз пропонує ринок.

Приклад 4.7. Автоматична система контролю технічного стану будівель і споруд «Титан»

У прикладі розглядається практична реалізація моніторингу, відповідальної споруди – греблі Каховської ГЕС. Основу моніторингу складає автоматична система контролю технічного стану інженерних споруд «Титан»*.

Сфера застосування системи «Титан»

Система «Титан» знайшла застосування для контролю технічного стану гідротехнічних споруд ГЕС і ГАЕС на території України (рис.1).

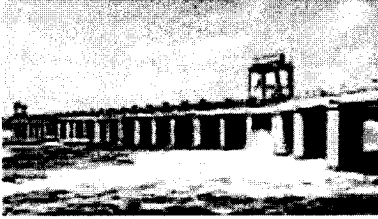


Рис. 1. Реалізація системи «Титан»

Система «Титан» може бути адаптована для різних інженерних споруд: мости, тунелі, висотні споруди, покриття стадіонів, АЕС і інше (рис.2).

* Розробник автоматизованої системи АТ «Банкомсвязь». Київ

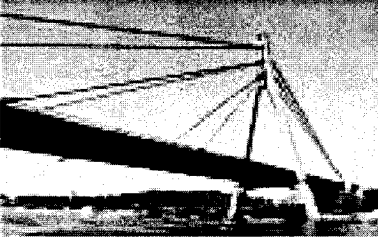
1



2



3



4



Рис. 2. Об'єкти для застосування системи «Титан»
1 – греблі; 2 – стадіони; 3 – мости; 4 – градирні; і т.п.

Система вирішує такі задачі:

Автоматичне вимірювання і реєстрація параметрів які характеризують стан об'єкту будівництва:

- зміни розмірів деформаційних швів об'єкту;
- нахили несучих конструкцій відносно горизонтальної площини;
- деформації матеріалів несучих конструкцій і основ;
- переміщення об'єкта відносно його начального положення;
- зміщення горизонтальних площин одна відносно іншої;
- переміщення фундаментів і основ будівельних об'єктів.

Автоматичне вимірювання і реєстрація природних та техногенних параметрів які впливають на стан об'єкту будівництва:

- рівня і температури ґрунтових вод;
- рівня і температури води у річці або каналі;
- кількості води, що протікає через дренажні канали споруди;
- тиску води на рівні фундаменту споруди;
- кількості опадів, атмосферного тиску, температури і вологості повітря, сили та напрямку вітру;
- автоматичне співставлення показань датчиків, з критеріями параметрів величин, що вимірюються і сигналізація о перевищенні заданого рівня значень.

Автоматична система контролю «Титан» має чотирирівневу структуру (рис.3).

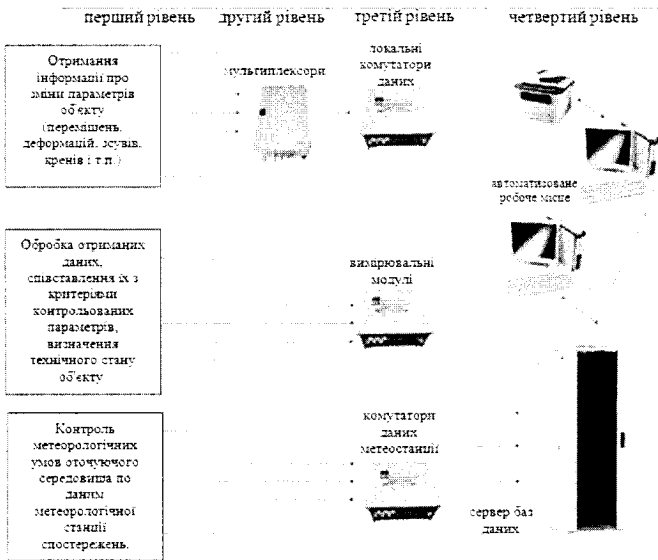
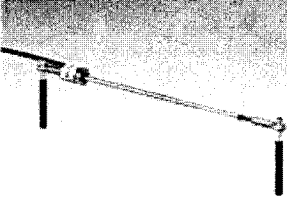
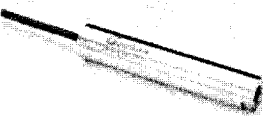


Рис. 3 Автоматична система контролю «Титан»

Перший рівень складають первинні датчики, які безпосередньо отримують від об'єкта інформацію в вигляді деформацій і переміщень. Загальний вигляд датчиків та їх призначення див. табл.1.

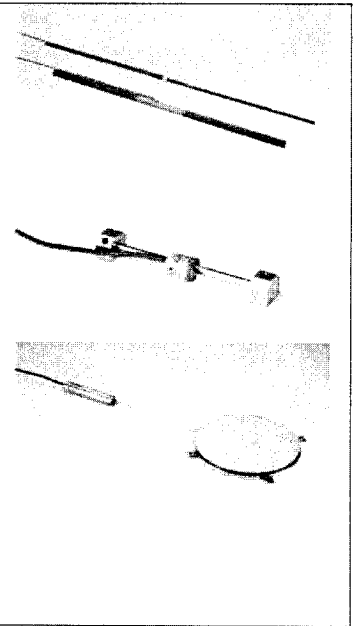
Таблиця 1.

<p>Щелеміри – використовуються для вимірювань переміщень конструкційних масивів та контролю динаміки тріщин в будівельних конструкціях. Діапазон роботи від 2 до 250 мм</p>	
<p>Датчики для напірних п'єзометрів і вимірювання гідростатичного та парового тисків Використовуються для вимірювання тиску води на межі бетонної споруди та її основи, а також для вимірювання гідростатичного і парового тисків в конструкціях і основах гідротехнічних споруд. Дані датчики встановлюються при будівництві споруди.</p>	

Прилади для контролю напружено-деформованого стану споруд

Використовуються для вимірювань:

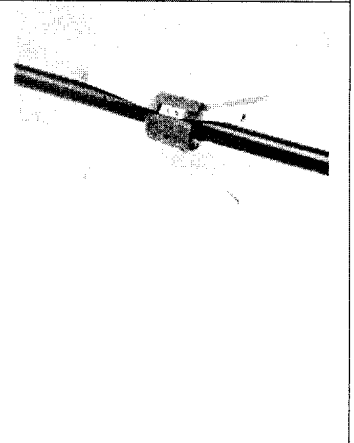
- сили розтягу або стиску в арматурі (вимірювання починаються відразу після встановлення і виконуються впродовж будівництва і послідууючої експлуатації);
- лінійних деформацій в несучих конструкціях будівельного об'єкту (встановлюються як на етапі будівництва об'єкта так і під час експлуатації);
- напруженості ґрунту (контролюють контактний тиск в ґрунті на межі бетонних споруд і напруженість в ґрунтових масивах, встановлюються на етапі будівництва).



Екстензометричні датчики

Використовуються для вимірювань зміщень, змін базових розмірів і контролю просідань в ґрунті. Розрізняються по виду використання і типу конструкції:

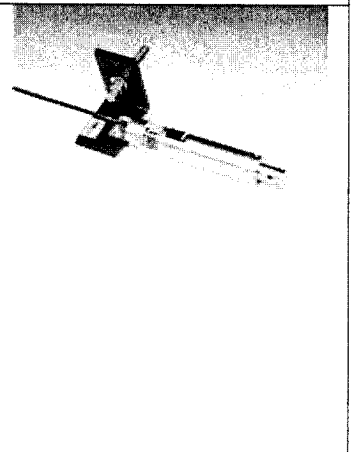
- для насипів (контроль поперечного розтягу, просідань або зростання насипу);
- для свердловин – контроль підземного простору, що оточує об'єкт;
- для контролю просідань – довготривалий нагляд над будівельним об'єктом.



Інклінометри (датчики нахилу)

Використовуються для вимірювань:

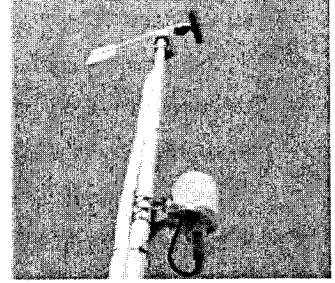
- нахилів будівель і споруд або їх конструктивних частин;
- деформацій тунелів, мостів, шахт;
- прогинів і деформацій опор, стін, балок;
- бокових зміщень ґрунту в зсувних районах;
- зміщення площин в насипних греблях;
- просідання фундаментів і насипів (горизонтальні датчики).



Датчики метеорологічних умов

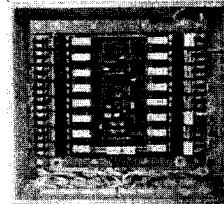
Використовуються для вимірювань параметрів оточуючого середовища:

- кількості опадів;
- температури і вологості повітря;
- атмосферного тиску;
- сили та напрямку вітру.



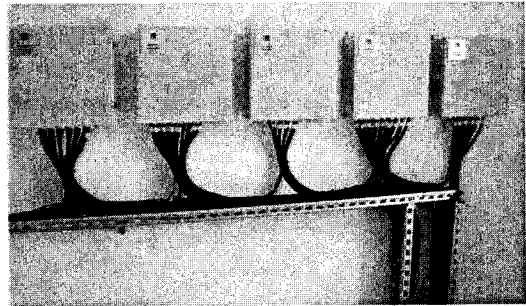
Другий рівень забезпечує мультиплексування аналогових сигналів контрольно-вимірювальної апаратури на локальні концентратори даних.

Мультиплексор – обладнання в мережі, яке приймає сигнали від визначеній кількості датчиків і передає їх в загальне середовище мережі. Використовується для зменшення кількості локальних концентраторів даних.



Призначений для комутації одно- або двопарних аналогових виходів 16 однотипних датчиків на один вимірювальний вхід локального концентратору даних. (Аналоговий сигнал – вихідний сигнал, який змінюється пропорційно змінам вхідного сигналу).

Третій рівень – забезпечує зберігання інформації контрольно-вимірювальної апаратури в пам'яті локальних концентраторів даних, (центральне обладнання, до якого підключаються вузли мережі), з послідуною передачею їх на центральний вузол оброблення результатів.



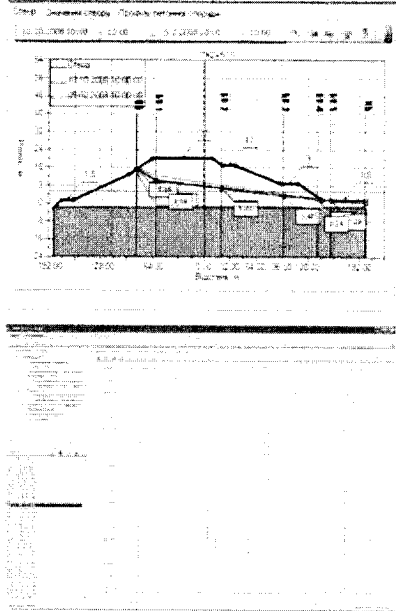
Четвертий рівень – забезпечує збирання та збереження даних від локальних концентраторів з їх послідуочим обробленням.

До четвертого рівня відносяться сервери збирання даних та сервери бази даних. Також до цього рівня відносяться автоматизовані робочі місця які знаходяться в одній локальній мережі з серверами бази даних і на які встановлюється спеціальне програмне забезпечення «Титан».

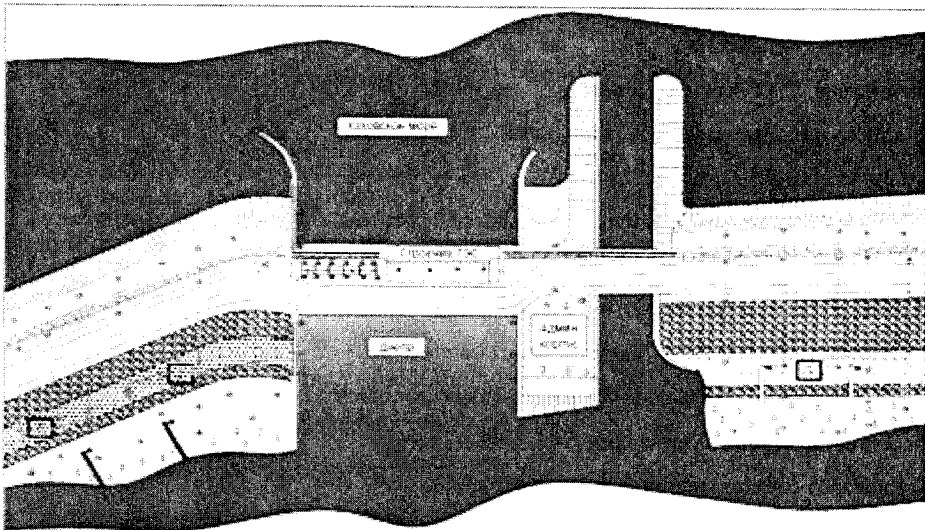


Функції спеціального програмного забезпечення «Титан»

- опитування дистанційних датчиків у автоматичному режимі;
- підключення різних джерел вимірювань (метеостанції, GPS та інші);
- перерахунок показань датчиків у фізичні величини, співставлення їх з критеріями параметрів, автоматична сигналізація о перевищеннях;
- контроль своєчасності і повноти виконання регламенту натурних спостережень;
- діагностика стану вимірювальної апаратури;
- формування повідомлень про стан вимірювальної апаратури;
- експорт даних для послідууючої обробки і створення звітів;
- візуалізація результатів обробки у вигляді таблиць і графіків;
- відображення результатів з прив'язкою до топографічної мапи, побудування ізоліній.



Досвід впровадження системи «Титан» на Каховській ГЕС



Загальна довжина дамби – 4200 метрів. Перепад висот між верхнім і нижнім б'єфами складає 15 метрів.

У 2005-2006 роках система контролю безпеки греблі Каховської ГЕС, яка базувалась на ручних вимірюваннях, була модернізована. Літом 2006 року введена експлуатацію автоматична система контролю «Титан».

В складі системи встановлено більше ніж 400 різних контрольно-вимірювальних приладів, в тому числі:

- стресметрів 51 шт.,
- датчиків тиску 210 шт.,
- щілиномірів трьохвісних 72 шт.,
- інклінометрів 3 шт.

В подальшому аналогічні системи були встановлені ще на восьми Дніпровських ГЕС і функціонують на даний час, що свідчить про ефективність таких системи контролю для унікальних будівель і споруд.

Приклад 4.8 Комплексне рішення по відновленню технічного стану підземної церкви Різдва Христового Свято Успенської Києво Печерської Лаври

В усіх попередніх прикладах випробувань, обстежень, моніторингу розглядалися конструкції з різних матеріалів, будівлі і споруди, різного функціонального призначення розташовані на поверхні. Останній приклад у підручнику присвячений пам'ятці підземної архітектури і історії національного значення - Церкви Різдва Христового і ходам Дальнім печер Свято-Успенської Києво-Печерської Лаври. Автори сподіваються, що не тільки цим буде викликана цікавість до прикладу, а й тим, що у дослідженні названих об'єктів застосовуються положення всіх частин підручника.

Відновлення національного фонду історичних будівель і споруд, їх довгострокове збереження є актуальною задачею і потребує сучасних будівельних технологій по підсиленню конструкцій з метою забезпечення їх експлуатаційної надійності. На сьогоднішній день з'явилися ефективні методи з використанням нових будівельних матеріалів та технологій, які дозволяють значно збільшити міжремонтний період з мінімальним втручанням в конструкції і максимальним збереженням первісного вигляду споруди. До таких методів відносяться засоби армування пошкоджених конструкцій композитними матеріалами на базі базальтових і вуглецевих волокон. Ефективність використання неметалевих матеріалів залежить від ряду умов, що включають: підбирання типів матеріалів для конкретних умов експлуатації; вирішення задачі забезпечення їх сумісної роботи з конструкцією, що підсилюється; використання мінімально-необхідної кількості матеріалу, виходячи із того, що конструкція, яка підсилюється ще має свій ресурс несучої здатності; разом з композитними матеріалами по необхідності використовувати традиційні матеріали: метал, цеглу, бетон, дерево.

Загальна характеристика об'єкта підсилення

Об'єкт підсилення є друга найдавніша церква у Дальніх печерах, що виникла між 1058 і 1062 рр. Конструктивно об'єм церкви Різдва Христового складається із арочних різнопрогонних склепінь (з максимальною висотою близько 2,5м), що обпираються на масивні ґрунтові стіни та цегляну колону. В стінах церкви виконано п'ять арочних проходів шириною 550...1380мм та висотою до 2м (див. додаток А).

Вся конструктивна частина церкви знаходиться в шарі супісків. Висота до поверхні землі складає близько 6 м.

Зовні над приміщенням церкви Різдва Христового розташовані: кут прямокутної частини будівлі корпусу № 73 на перетині осей «1хА» корпусу та схил Монастирського саду (Рис.1).

Геологічні умови: ґрунти представлені супіском з прошарками вивітрілого пісковика у верхній частині шару, твердої консистенції (в місцях локального зволоження-пластичний, до текучого). Місцями саме цей шар виступає в якості дренажної стародавньої системи, в якій і розміщені Дальні Печери. Пісковики мають діапазон міцності на одновісний стиск 4,9 кгс/см²...11,6 кгс/см² (при вологості w=0,02). За умов збільшення вологості міцність на стиск падає до нуля. В сухому стані пісковики мають досить надійні міцні властивості, але при перезволоженні, втрачають їх перетворюючись на пластичні та текучі супіски і насичені водою піски.

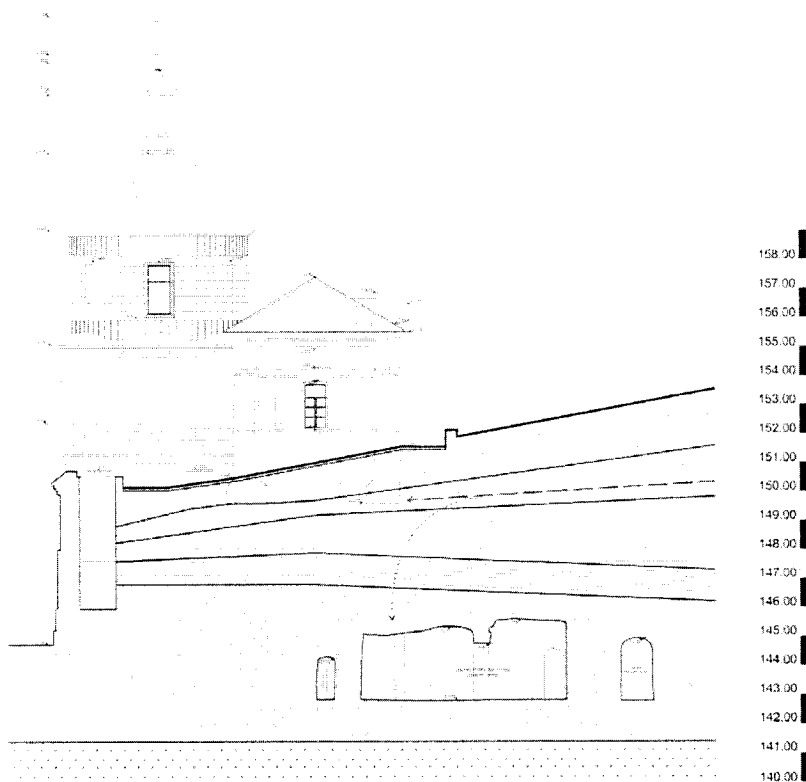


Рис.1 Зовнішня ситуація над об'єктом обстеження

При обстеженні елементів церкви Різдва Христового виявлені наступні дефекти та пошкодження:

- глибокі тріщини в районі арочного проходу у вівтарі церкви;
- зсув в місцях спряження стін та цегляного підтримуючого стовпа із арочним склепінням;
- окремі тріщини в арочних проходах та склепіннях церкви;
- втрата загальної стійкості елементами іконостасу внаслідок зсувного впливу і зменшення висоти приміщення на 4.5-5.5см.

Не дивлячись на невеликий об'єм, об'єкт являється доволі складний за своєю специфічністю, яка полягає в тому що це:

- пам'ятка національного значення, яка потребує максимального збереження автентичності споруди;
- храм експлуатується в умовах вологого середовища, що створюється з зовні внаслідок наявності поверхневої та технічної вологи;
- значне навантаження від ґрунтової поверхні, яке проявляється в вигляді переміщень поверхонь, зсувів, тріщин, окремих вивалів та осідань;
- довгий термін експлуатації біля 1000 років;
- деформації проявляються не тільки в приміщеннях храму, а і в ходах, що ведуть до нього;
- характер деформацій свідчить про перенапружений стан споруди.

Виходячи зі вищевикладеного, конструкції храму та окремі фрагменти території, що примикають до нього підлягають обов'язковому підсиленню, яке повинно задовольняти вимогам довготермінової експлуатації без додаткових ремонтів.

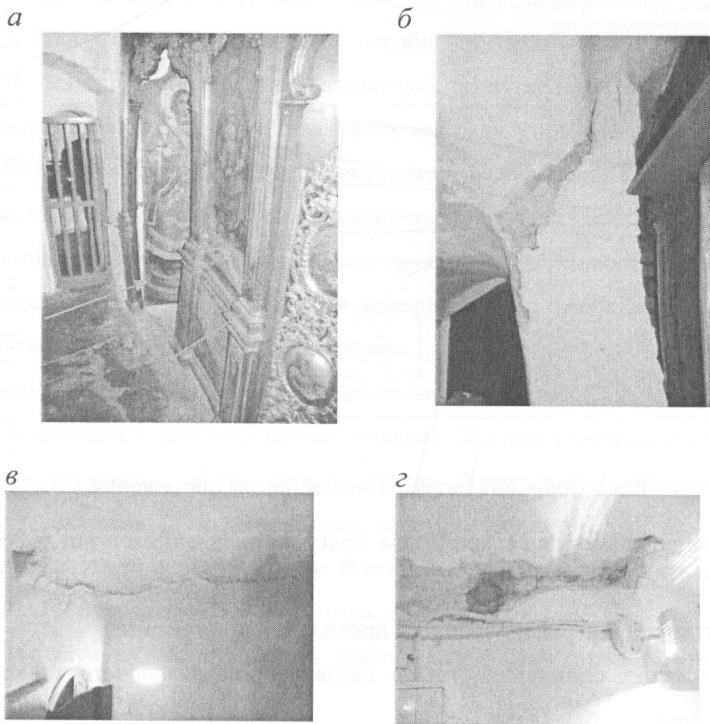


Рис. 2. Деформації у конструктиві Церкви Різдва Христова
а - втрата загальної стійкості елементами іконостасу;
б, в, г – деформації зсуву перекриття

Основні характеристики неметалевих матеріалів для підсилення окремих конструктивних елементів об'єкта

- вуглецева арматура Sika Carbodur BC – стержні \varnothing 6-12 мм зі вуглецевих волокон просочених термопластичним зв'язуючим. Модуль пружності вздовж волокон – 148000 МПа. Міцність на розтяг – 3100 МПа. Деформація при розтягу $> 1,7\%$.
- вуглецеве полотно: щільність – 1,76 г/м³; вага – 230 г/м²; товщина – 0,131 мм; міцність на розтяг – 4300 МПа; модуль пружності – 238000 Мпа; деформація при розтягу – 1,8 %
- базальтова арматура – стержні \varnothing 10-16 мм. зі базальтових волокон зв'язаних полімером; міцність 700-1300 МПа; модуль пружності 60000 МПа; відносне подовження – 2,2 %.

Прискорені корозійні випробування композитних арматур на впливи кислот, лугів, морської мінералізованої і аміачної води які проводились у «НДІЖБ» м. Москва, показали що довговічність складає не менше 80 років.

Для впевненості в надійності композиції «базальтова арматура – зв'язуючий матеріал – ґрунт» та визначення можливості ефективного включення неметалевої арматури в роботу конструкції проведені дослідження моделі ґрунтового склепіння печерного ходу, виконаного в натуральну величину.

Для попереднього аналізу впливу на несучу здатність ґрунтового склепіння армуванням внутрішньої поверхні базальтовою сіткою, виконаний статичний розрахунок двох скінчено-елементних моделей: при наявності та відсутності шару армування (рис. 3, 4).

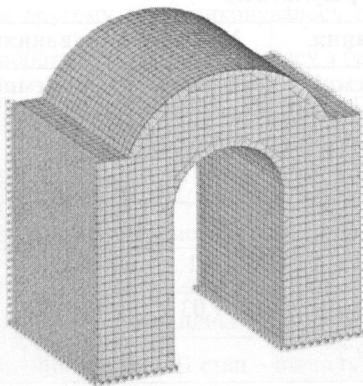


Рис. 3

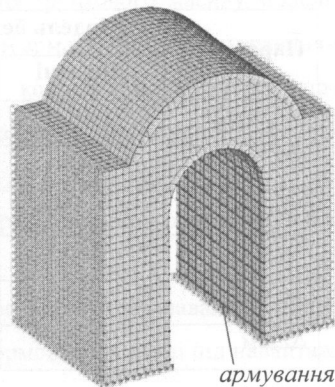


Рис. 4

Апроксимація ґрунтового масиву виконана з використанням просторових 8-вузлових скінчених елементів типу №276 з фізико-механічними параметрами наведеними на рис. 5.

Арматурні стрижні апроксимовані стрижневими скінченими елементами, фізико-механічні та геометричні характеристики яких наведені на рис. 6.

Граничні кінематичні умови (закріплення) прийняті у відповідності до параметрів моделі, що випробовувалася: бічні грані закріплені від горизонтальних переміщень по осі «Х»; опорні торці – жорстко защемлені.

Результати порівняльних розрахунків

Аналіз напружено-деформованого стану скінченоелементних моделей виконаний шляхом порівняння головних напружень та переміщень двох типів моделей. Значення головних напружень та переміщень по трьом осям координат наведені в таблиці 1.

Аналіз отриманих результатів вказує на те, що при включенні в роботу конструкції шару армування максимальні значення нормальних напружень вздовж осей X та Z практично ідентичні, однак розподілення напружень істотно відрізняється. Так в ґрунтовому масиві без армування максимальні напруження виникають в опорних зонах стінок склепіння, а при наявності армувального шару - біля арочної частини.

Слід відмітити, що на відміну від напружень по осям X та Z, значення напружень вздовж осі Y відрізняються і якісно (за характером розповсюдження по тілу об'єкта), і кількісно – зусилля стиску при армуванні зростають, а розтягу відповідно зменшуються у порівнянні з моделлю без армування.

Таблиця 1.

Порівняння результатів

Параметри	Модель без армування		Модель з армуванням	
	Додатні	Від'ємні	Додатні	Від'ємні
N1, т/м2	16	-14.8	15	-13.9
N2, т/м2	14.6	-20.7	9.71	-25.5
N3, т/м2		-89.3		-82.8
Δx , мм	7.11	-7.35	9.1	-9.42
Δy , мм	12.3	-12.3	7.03	-5.66
Δz , мм		-99.5		-30.1

Окремо звернемо увагу на зміну величин переміщень по осі Z. Максимальні значення вказаного параметра при наявності підсилення менші майже втричі, у порівнянні з вихідною моделлю. Крім того істотно відрізняється і форми деформацій (див. рис. 5).

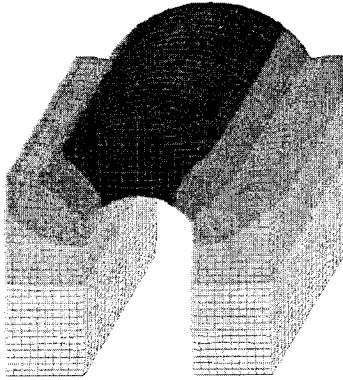
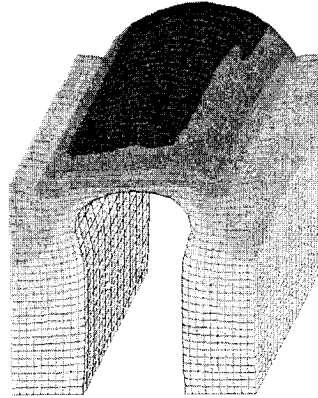
a*б*

Рис. 5. Характерні форми деформації моделей ґрунтового склепіння
а) без армування; б) з урахуванням армування

Експериментальні дослідження

Метою експериментальних досліджень проведених на силовому стенді було визначення реального впливу підсилюючого неметалевого армування на несучу здатність об'ємного блока і на перерозподіл зусиль в дослідній конструкції.

Випробування проводились у два етапи – перший полягав у створенні напружено – деформованого стану моделі, який максимально відображав стан ґрунтового масиву в природних умовах (структура, механічні, фізичні показники матеріалу моделі близькі до натурних). На другому етапі виконувалось підсилення ґрунтового масиву моделі шляхом включення в роботу просторового каркасу з базальтової арматури під навантаженням.

Дослідний зразок являв об'ємну ґрунтову конструкцію аркового профілю з габаритними розмірами 1700x1000x2500 мм, виготовлену з лісовидного супіску методом пошарового трамбування.

Для підсилення використана базальтова арматура періодичного профілю \varnothing 8 мм марки АНПБ-8.

Випробування проводились у два етапи: I етап – статичне навантаження ґрунтової моделі до граничного стану. II етап – підсилення деформованої моделі під навантаженням та подальше випробування.

Навантаження на першій стадії випробувань створювалось поетапно через 200кг та контролювалось за допомогою динамометра ДОСМ-3-5. При кожному значенні навантаження проводився візуальний контроль стану моделі з метою виявлення тріщин,

руйнувань, тощо. При появі тріщин в масиві ґрунту випробовуваної моделі, вони маркувались, вимірювалась ширина їх розкриття та виконувалась фотофіксація.

При досягненні навантаження, при якому розкриття тріщин склало 1-3 мм, та з'явились характерні ознаки значного вивалу матеріалу і втрати несучої здатності моделі, перша стадія випробувань завершилась, так, як за критеріями технічного стану моделі при інтенсивному розвитку деформацій, який почався, руйнування могло трапитись в будь-який момент при підвищенні навантаження.

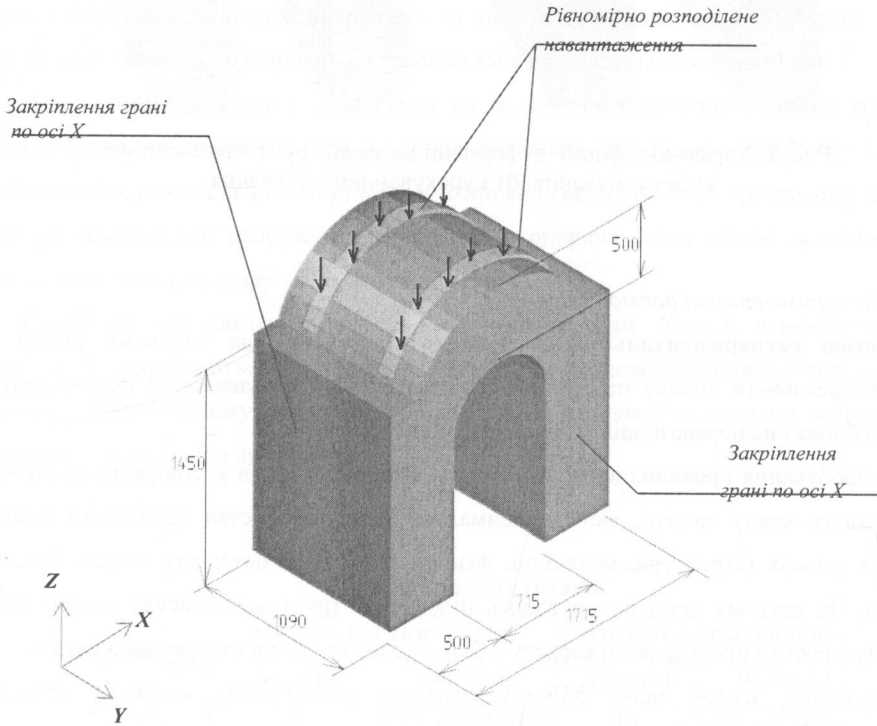


Рис.8. Схема випробувань

Підсилення ґрунтової моделі

Підсилення моделі виконувалось після закінчення першої стадії випробувань при дії навантаження на модель, що складало 60% від навантаження критичного стану.

У вузлах підготовленої сітки пазів були встановлені анкерні елементи з базальтової арматури на глибину 120 ± 15 мм в масив ґрунту за допомогою ін'єкційної суміші FISCHER FIS V 360 S. Експериментальна середня несуча здатність анкерів на вирів зі ґрунту моделі склала 110 кг. Встановлення анкерних елементів виконувалось з метою створення об'ємного підсилюючого каркасу із включенням в роботу частини ґрунтового масиву.

Після твердіння і набору міцності суміші FISCHER FIS V 360 S (через 24 год.) у вертикальні та горизонтальні пази з розмірами 10х15мм, були вставлені стержні базальтової арматури, які зв'язувались з анкерами бандажами FISCHER UBN 2.5×120 у єдиний просторовий каркас (рис.6).

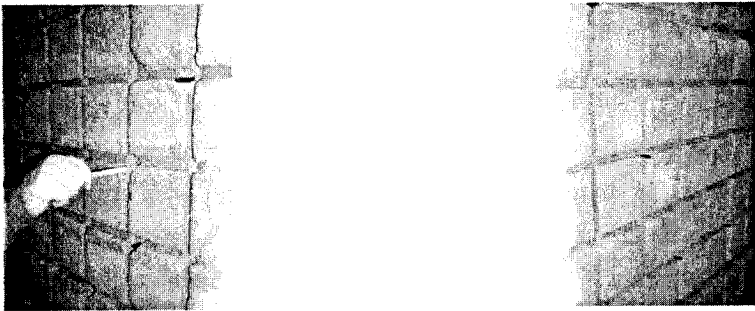
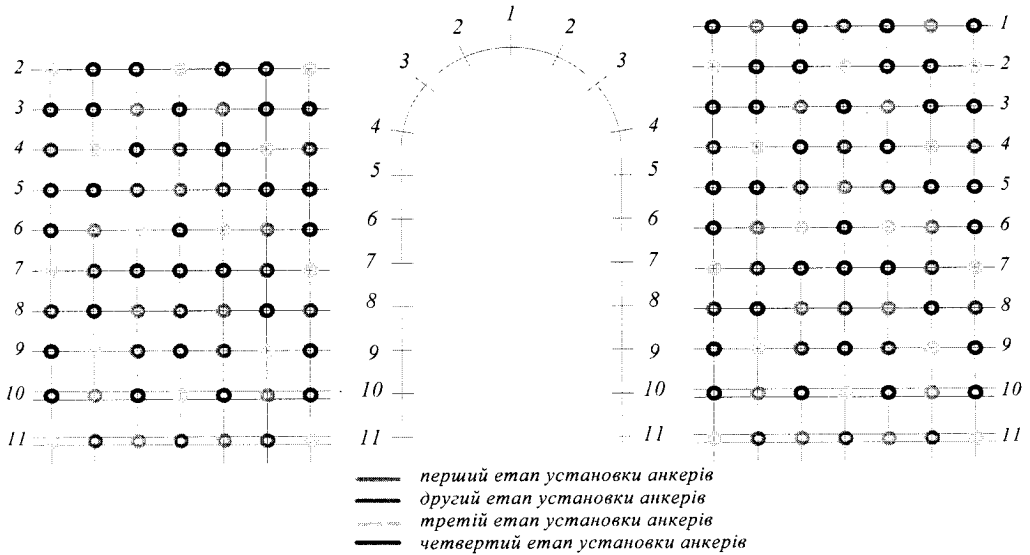


Рис.6. Схема встановлення анкерних елементів

Після закінчення підсилення конструкції, тріщини, які утворились на першій стадії, були заін'єктовані і розпочата друга стадія випробування. Навантаження моделі продовжувалось до контрольного значення 15 т, яке складало 170% від навантаження критичного стану, досягнутого на першій стадії та 125% від навантаження на реальному об'єкті. Випробування були зупинені після отримання необхідної несучої здатності моделі, так як питання досягнення граничного стану та руйнування зразка на даному етапі не стояло, в зв'язку з планом подальших досліджень. Графічні залежності «навантаження-переміщення» від навантаження на першому та другому етапах зображені на рис.7.

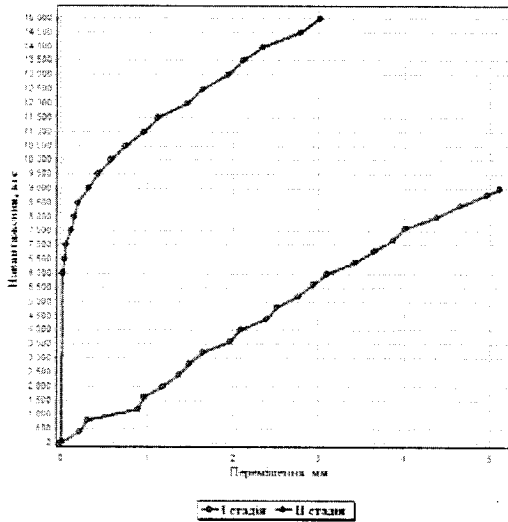


Рис.7. Залежності розвитку переміщень від навантажень на першій і другій стадіях випробувань.

Результати випробувань ґрунтової моделі

На першому етапі випробувань поява тріщини з розкриттям 0,05-0,1 мм зафіксована при навантаженні 6400 кг. При рівні навантаження 9000 кг, що складає 140 % від початку тріщиноутворення експеримент був зупинений для подальшого підсилення конструкції. Максимальне переміщення в центрі склепіння склало 5,11 мм.

На другому етапі перша тріщина розкриттям 0,05 мм зафіксована на рівні навантаження 11500 кг, що складає 179 % в порівнянні з аналогічним станом при першому випробуванні. Так, як експеримент був зупинений при навантаженні, яке відповідало контрольній несучій здатності моделі, співставлення по деформативності проводились по максимальному розкриттю тріщин на кінцевому рівні навантаження другого етапу з аналогічним розкриттям тріщин на відповідному рівні навантаження першого етапу:

I етап – 7200 кг – розкриття 0,3-0,5 мм

II етап – 15000 кг – розкриття 0,1-0,3 мм

Що складає 208 % від несучої здатності зразка без армування. Таким чином армування базальтовою арматурою з внутрішнього боку конструкції забезпечило значне підвищення несучої спроможності моделі. Така ефективність включення базальтової арматури пов'язана зі встановленням ортогональних до поверхні підсилення коротких базальтових стрижнів в результаті чого створюється об'ємний арматурний каркас, який одночасно включає в сумісну роботу частину ґрунтового масиву. Це також підтверджується співставленням характеру деформування, отриманого на дослідних моделях (рис.8, 9) з розрахунковими деформаціями (рис.5).

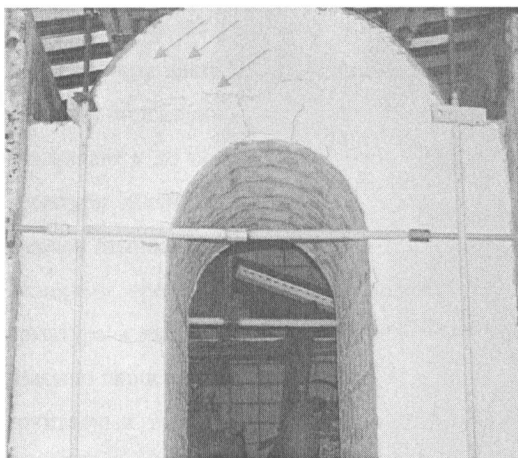


Рис.8. Характер деформації отриманий під час першої стадії випробувань

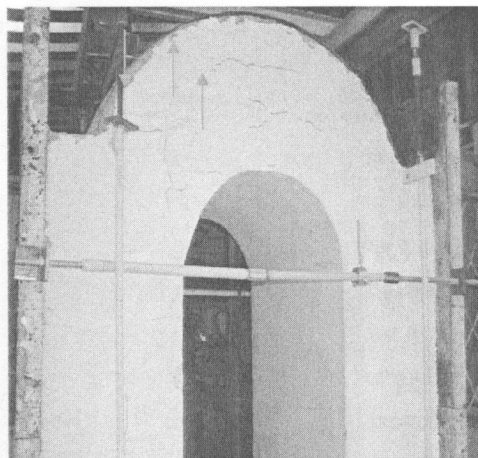
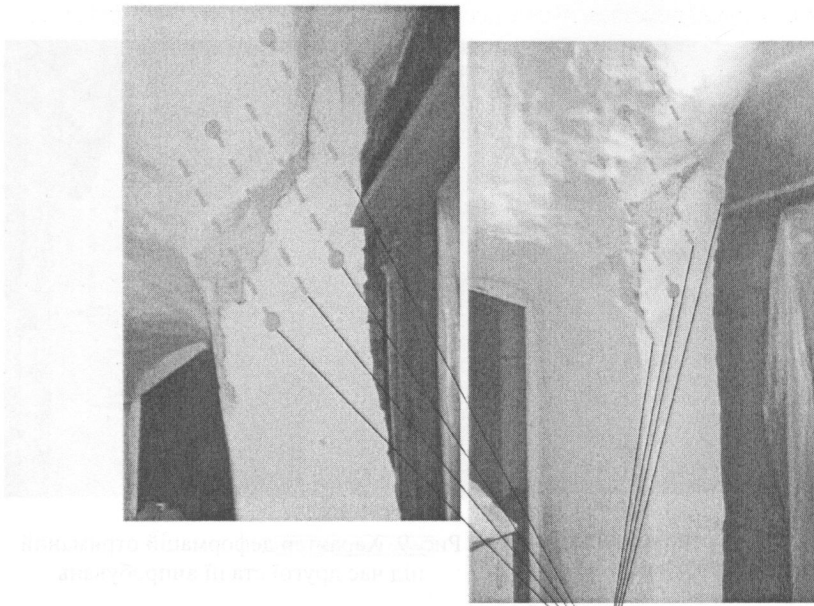


Рис. 9. Характер деформацій отриманий під час другої стадії випробувань

Комплексне рішення по підсиленню всього об'єму Церкви Різдва Христового. Після отримання результатів теоретично-експериментальних вишукувань по можливості застосування неметалевих матеріалів в якості підсилюючих елементів, розроблений порядок до черговості та технології укріплення даної споруди. Робота розподіляється на чотири етапи. На першому етапі в місті іконостасу створюється жорстка сталева рама на пальових фундаментах, яка слугує підкріпленням стелі печери замість існуючих тимчасових стояків. З одного боку рама закріплюється до масивної ґрунтової стіни, а з іншого до цегляного стояка, який попередньо ін'єктується полімерною сумішшю, а потім береться в жорстку обійму зі вуглецевого волокна (рис.10).



Анкера з базальтової арматури Ф8мм (l=200 мм)
на суміші FISCHER FIS У 360S

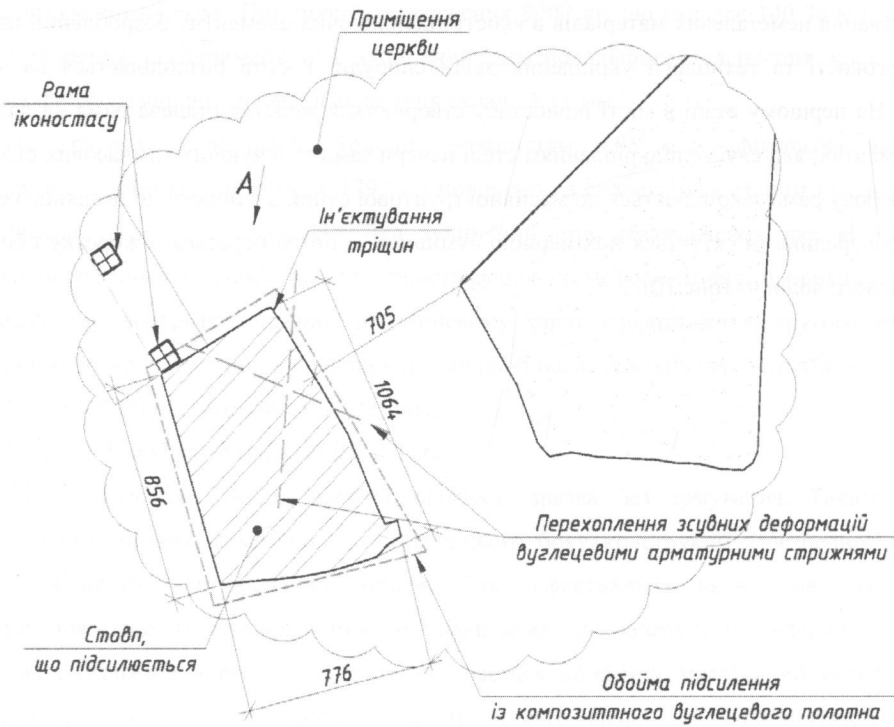


Рис.10

Підкріплений стоек об'єднується з металевою рамою за допомогою хімічних анкерів. Таким чином на першому етапі створюється жорстка рама, яка слугує необхідним об'єднуючим елементом з іншими об'єктами підсилення. На другому етапі виконуються локальні підсилення приміщень (печерні ходи, передвітарна частина, полomarня...), що примикають до основного об'єму. Вони підсилюються окремими каркасами з базальтової арматури дільницями шириною не більш 1 м. Після створення укріпленої зони навколо Церкви починається третій етап – підсилення внутрішньої частини об'єкта. В зв'язку з доволі великими прогонами склепінь, для їх укріплення використовується подвійна базальтова арматура з якої компонується сітки завширшки 600 мм з чарункою 150x150 мм у двох взаємно перпендикулярних напрямках, які з одного боку з'єднуються опорними частинами зі ґрунтовими стінами, а з іншого об'єднуються поперечною сталеву рамою іконостасу (рис.11).

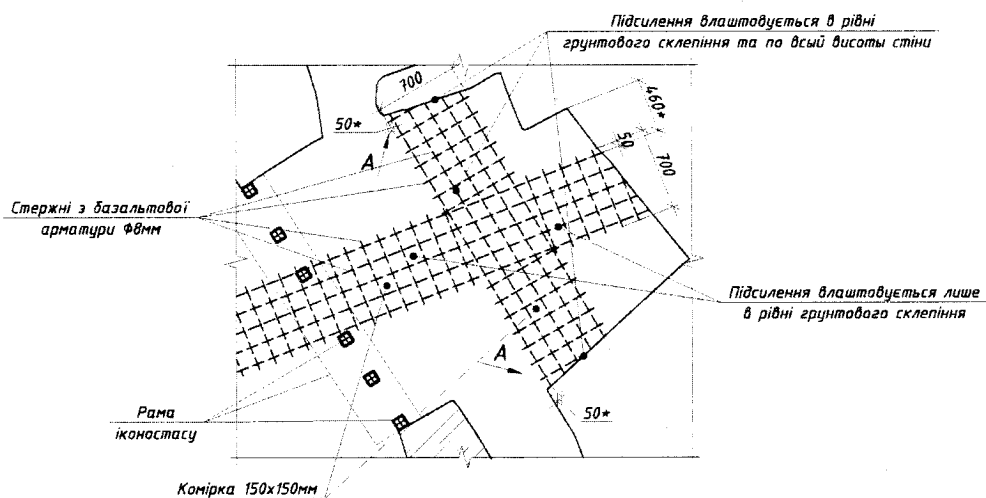


Рис.11

Таке рішення дозволило отримати надійну конструкцію підсилення, яка має запас від необхідної міцності не менш 30-40 % при діючих навантаженнях і умовах експлуатації. Останньою складовою процесу підсилення являється благоустрій території над печерами. На даний час виконаний новий дренаж на глибині 4-5 м який відводить поверхневі води цієї дільниці на схил до Дніпра. Також виконано підсилення корпусу № 73 просторовою жорсткою сталеву рамою для мінімізації впливу на підземні споруди (рис.12, 13).

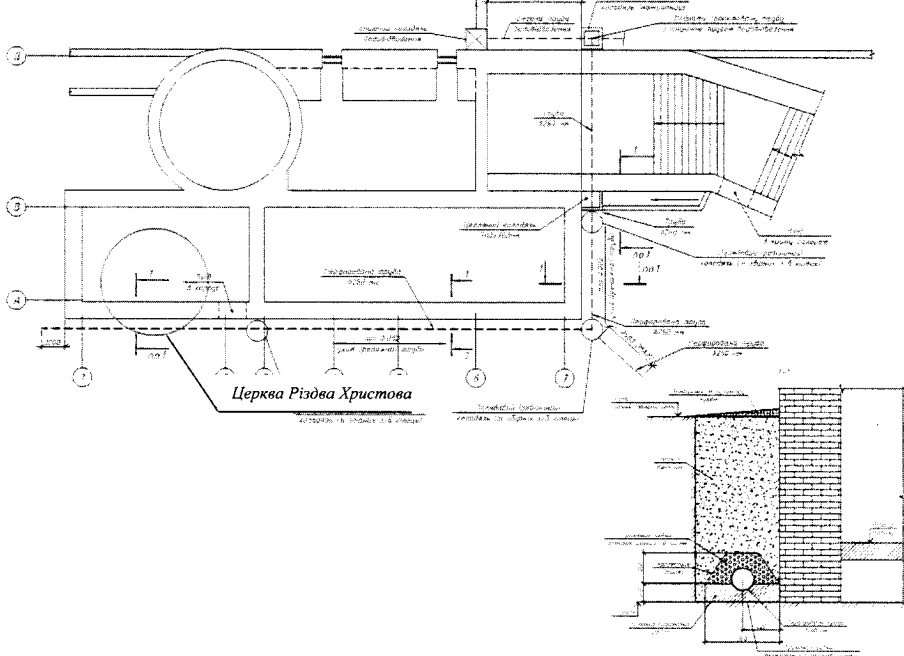


Рис.12. Благоустрій над церквою Різдва Христова.
Пунктирною лінією показана схема влаштування дренажу

Висновки

1. Комплексні заходи по підсиленню Церкви Різдва Христова розподіляються на внутрішні та зовнішні:
 - зовнішні – зведення до мінімуму навколишніх впливів за рахунок: благоустрою території, водовідведення поверхневої води, влаштування дренажної системи, яка перехоплює та відводить ґрунтові води; підсилення корпусу № 73 зі створенням жорсткого ПРОСТОРОВОГО блоку з мінімальними осіданнями, над Церквою Різдва Христова;
 - внутрішні заходи складаються з комплексу різних способів укріплень окремих конструктивних елементів в залежності від доцільності та ефективності в кожному конкретному місці, де основним визначальним фактором є рівень надійного включення в сумісну роботу елементів підсилення з конструкцією що підсилюється.
2. В результаті випробувань встановлено, що використання неметалевих матеріалів в якості елементів підсилення є ефективним і дозволяє не тільки відновлювати несучу

здатність пошкоджених конструкцій, а також надає можливість значно підвищити їх міцнісні та експлуатаційні якості.

3. Питання безпечної та довготривалої експлуатації підсилених будівель і споруд є актуальним. Аналіз вітчизняного та закордонного досвідів вказує на доцільність та економічну ефективність використання композитних матеріалів при підсиленні будівель і споруд за такими показниками:

- вуглецева та базальтова арматури, вуглецеве полотно являються корозійностійкими матеріалами, які не піддаються корозії впродовж довгого часу, не менш як 80 років;
- неметалеві матеріали мають достатні механічні показники для використання в якості підсилюючих елементів;
- неметалева арматура має пружні якості і при згинанні приймає форму поверхні підсилення. Якщо поверхня має криволінійну форму виникає ефект попереднього напруження, що дає можливість більш ефективного включення арматури в роботу конструкції на етапі її підсилення;
- композитні матеріали також зручні для використання у випадках коли необхідно зберегти зовнішній вигляд конструкцій що підсилюються (пам'ятки історії і архітектури).

4. Використання композитних матеріалів є перспективним напрямком в реконструкції (реставрації) пам'яток історії та архітектури, який забезпечує суттєве скорочення трудомісткості вартості, термінів виконання робіт з одночасним збільшенням проміжків часу між ремонтами.



АНОТОВАНИЙ ОГЛЯД ФАХОВОЇ І НАВЧАЛЬНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

*Людина освічена – та,
яка знає, де знайти те,
чого вона не знає.*

Г.Зіммель

*Знання буває двох типів.
Або ми знаємо дещо самі,
або знаємо, де про це можна
знайти відомості.*

С.Джонсон

На відміну від традиційного списку літератури за темами підручника, цій рубриці надано вид нарису відповідно до рубакінської* бібліографії як науки. В її основі лежить переконання в тому, що конкретному читачеві потрібні «підхожі для нього книжки» (це стало новим у бібліографії). М.О. Рубакін запевнював авторів: «Книга перетворюється в нуль, у меблі, книга гине, якщо вона відскакує від голови читача. Але та сама книга пускає паростки, якщо вона знаходить свою підставу в душі людини і якщо її зміст вступає у психологічне з'єднання, аналогічне до хімічного, з душею читача».

В окремих випадках автори скористалися відзначальною особливістю рубакінської бібліографії, як передбачає не тільки анотований зміст книжок, а й характеристики їхньої форми, мови, навіть їхній тон, емоції, композицію і темп викладання.

М.О. Рубакін стверджував:

«Якомога більше книжок пропускайте крізь свої руки – це добре, тим скоріше ви станете інтелігентом».

Бібліографія розподілена за видами публікацій за їхнім призначенням і темами підручника з урахуванням часу видання. Остання умова читачеві стане зрозумілою при ознайомленні з датуванням видань, які переважно були здійснені в досить далекі часи. Пропонуються для використання тільки ті книжки, які не застаріли морально і ще доступні. Список рекомендованої навчальної літератури обмежений виданнями останніх двадцяти років. Виняток зроблено для підручників, які є підвалинами навчальної дисципліни «Випробування будівельних конструкцій», з повагою до їхніх авторів – це перші чотири позиції навчальної літератури. Далі згадується навчальна література, в якій отримали подальший розвиток основні питання випробування конструкцій і споруд – це позиції 5 – 9. Згодом сталася зміна змісту дисципліни, яка отримала назву «Випробування та обстеження конструкцій і споруд». Почалася публікація відповідних підручників і навчальних посібників

* Рубакін Микола Олександрович (1863 – 1947) – відомий просвітитель і популяризатор читання та освіти.

– позиції 10 – 15. Спеціальне обстеження як форма діагностики технічного стану будівельних об'єктів розглянуте в дуже обмеженій кількості видань. Літератури по неруйнівних методах дослідження фізико-механічних властивостей різних матеріалів і встановлення деформовано-напруженого стану конструкцій багато. Однак це розглядається без відношення до обстеження і тому з методичної позиції така література не може бути використана як навчальна.

У попередній навчальній літературі мало приділялося уваги дослідженню будівельних конструкцій і споруд на моделях. Це при тому, що бібліографія щодо моделювання досить велика, хоча переважно це окремі наукові статті. У підручнику цей матеріал подано в навчально-методичному обробленні.

У підручниках, присвячених обстеженню будівельних об'єктів, не було теми будівельної кліматології. При проведенні обстеження будівель і споруд неодмінно виявляються проблеми впливу на технічний стан об'єктів дій природних факторів. Установлення й аналіз цих факторів стали складовою частиною спеціального обстеження. Проте в навчальній літературі ця проблема не відображена. Навіть нормативний документ – будівельна кліматологія з'явився лише наприкінці минулого століття. Для надання майбутнім фахівцям-будівельникам основ знань з будівельної кліматології в підручнику розглядається ця специфічна сфера їхньої практичної діяльності.

Навчальної літератури щодо геодезичного і геотехнічного моніторингу технічного стану будівель і споруд під час їхньої експлуатації практично немає. Окремі публікації здебільшого рекламно-інформаційні. З них використано пізнавальну суть і представлено в навчально-методичному форматі.

Подібний стан ще більше притаманний теплотехнічному моніторингу будівель. Автори сподіваються, що їм удалося дати необхідне сучасним фахівцям уявлення про цю проблему, пов'язану з енергозбереженням при експлуатації житлових, громадських і промислових будівель. Бібліографія цієї теми дуже скромна.

Моніторинг технічного стану будівельних об'єктів близько пов'язаний з правилами їхньої технічної експлуатації, від чого значною мірою залежить

надійність і тривалість функціонування об'єктів. Останні фактори є й економічними категоріями. Тому студентам пропонується відповідна література, яка почала з'являтися останніми роками, включаючи і науково-технічний супровід будівельних об'єктів.

Важливість проблеми технічної експлуатації об'єктів різного функціонального призначення підтверджується тим, що в будівельних вузах деяких країн почали відкриватися в будівельних вузах спеціальності відповідного напрямку.

НАВЧАЛЬНІ ВИДАННЯ

Становлення дисципліни «Випробування будівельних конструкцій»

1. *Корчинский И.Л.* Натурные испытания строительных конструкций. – М.: ГСИ, 1951.

2. *Безухов К.И.* Испытания строительных конструкций. – М.: ГСИ, 1954.

3. *Красиков В.И.* Испытания строительных конструкций. – М.: ГСИ, 1952.

4. *Аистов Н.Н.* Испытания сооружений. – М.: ГСИ, 1960.

Ці видання – класика дисципліни «Випробування будівель і споруд». Вони не втратили свого практичного значення до теперішнього часу, але стали раритетом. Далі наведені більш пізніші видання, які заслуговують на увагу.

5. *Крылов Н.А., Глуховской К.А.* Испытания конструкций и сооружений. – Л.: СИ, 1970.

6. *Новгородский М.А.* Испытания материалов, изделий и конструкций. – М.: Высшая школа, 1971.

7. *Аронов Р.И.* Испытания конструкций и сооружений. – М., 1974.

8. *Долідзе Д.Е.* Испытания конструкций и сооружений. – М., 1975.

Підручники [6,7,8] користувались популярністю. В [6] міститься обширний розділ по неруйнівних механічних і фізичних методах дослідження властивостей матеріалів і їх дефектоскопії в конструкціях.

9. Испытания сборных железобетонных конструкций: Учеб. пособие. – Комар А.Г. и др. – М.: Высшая школа, 1980. – 269 с.

У книжці значне місце посідають приклади випробувань елементів і вузлів.

10. *Тамарин А.А.* Испытание и оценка несущих свойств предварительно напряженных железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1967. – 208 с.

Описано методи підготовки і проведення випробувань руйнівними методами. Подано приклади методів випробування з поясненням конструкцій та моделей. Значну увагу приділено методам інженерної геодезії та фотограмметрії, які застосовуються при обстеженні будівель і споруд.

11. *Попельных В.М.* Метрологія, контроль якості та випробування в будівництві: Навч. посібник .– Харків: ХДАМГ, 1997.–157 с.

Навчальний посібник виданий для користування тільки у власному навчальному закладі.

12. Экспериментальные методы исследования деформаций и напряжений. Справоч. пособие. – К.: Наук. думка, 1981. – 584 с.

13. *Вахненко П.Ф.* Метрологія, стандартизація, контроль якості та випробування в будівництві / П.Ф.Вахненко, О.В.Горик, О.О.Довженко. – Полтава: ПДТУ ім. Юрія Кондратюка, 2000. – 224 с.

З історії розвитку «Випробування конструкцій»

14. *Нилендер Ю.А.* Опытные исследования железобетонных сооружений. Двадцатый сборник отдела инженерных исследований. – Транспечать. 1928.

15. *Жудин Н.Д.* Испытания двух сегментных ферм. – Харьков – Киев: Госнаучтехиздат Украины, 1935.

16. *Патон Е.О., Раевский Г.В.* Новый способ испытания строительных ферм / Строительная промышленность. – №7. – 1938.

17. *Аистов Н.Н.* Испытание статической нагрузкой строительных конструкций, их элементов и изделий. – М. – Л.: Изд-во Наркомхоза РСФСР, 1938.

18. *Иванов Ю.М.* Испытания деревянных конструкций и сооружений / Справочник проектировщика: Деревянные конструкции. – М.: Стройиздат, 1937.

19. Испытания Днепровской плотины / Под ред. проф. Ю.А. Нилендера. – М. – Л.: ОНТИ, 1937.

20. *Безухов К.И.* Испытания инженерных сооружений. – М. – Л.: ГСИ, 1941.

21. *Иванов Ю.М.* Определение несущей способности деревянных конструкций методом ЦНИПС. – М.: Стройиздат, 1943.

Випробування та обстеження конструкцій, будівель, споруд

22. Обследование и испытания сооружений: Учебник / Под. ред. О.В.Лужин. – М.: СИ, 1987. – 263 с.

23. *Тетиор А.Н., Померанец В.М.* Обследование конструкций. – К.: Высшая школа, 1988. – 207 с.

24. *Калинин А.А.* Обследование, расчёт и усиление зданий и сооружений. – М.: Изд-во Ассоциации строит. вузов. – 2002.

Навчальне видання, в якому в методичному плані викладено питання обстеження будинків і споруд. За результатами встановлення їхнього технічного стану подано рекомендації по підсиленню конструктивних елементів.

25. Обследование и испытание зданий и сооружений: Учеб. пособие / Козачек В.Г., Нечаев Н.В., Нотенко С.Н. и др.; под ред. В.И.Римшина. – М.: Высшая школа, 2004. – 447 с.

Систематизированы современные методы и средства контроля технического состояния конструкций зданий. Дана классификация целей и видов экспертизы. Приведены нормативные требования, характеристики и параметры конструкций зданий и содержания помещений, подлежащие контролю. Представлены методики экспертизы в зависимости от целей обследования, вида зданий и их технического состояния. Обобщены нормативные требования по проведению экспертизы зданий и выходных документов, состав и содержание технического заключения по результатам экспертизы.

26. Архітектурні конструкції, реставрація і реконструкція. Діагностика, оцінка та методи обстеження: Навч. посібник / Суханов В.Г., Коробко О.О., Лисенко В.А.; за ред. В.С.Дорофєєва, В.А.Лисенка. – Одеса: Optimun ,2005. – 194 с.

Призначений для студентів професійних напрямів: 1201 – «Архітектура», 0921 – «Будівництво».

27. *Савиовский В.В.* Техническая диагностика строительных конструкций зданий. – Харьков: Форт. – 2008. – 556.

28. *Калинин В.М., Сокова В.Д., Топилин А.Н.* Обследование и испытание конструкций зданий и сооружений: Учебник. – М.: ИНФРА, 2005. – 336 с.

29. *Калинин В.М., Сокова В.Д.* Оценка технического состояния зданий: Учебник. – М.: ИНФРА-М, 2006. – 268 с.

30. Ильин Н.А. Техническая экспертиза зданий, подверженных пожаром. – М.: Стройиздат. – 1983. – 197 с.

Викладено методику визначення ступеня ураження частин будинків за зонами інтенсивності дії вогню. Ступінь ураження оцінюється зведеним коефіцієнтом пошкоджень будівельних конструкцій.

Література по розвитку неруйнівних механічних методів дослідження конструкцій

Наведено тільки частину бібліографії щодо появи і розвитку неруйнівних методів дослідження механічних властивостей матеріалів. З часом з'явилися неруйнівні методи діагностики технічного стану конструкцій, складовою яких стали неруйнівні методи дослідження матеріалів.

З історії питання

31. *Симинский К.* Упрощенный способ испытания древесины посредством сверления. – М.: Госстройиздат, 1932.

32. *Скрамтаев Б.Г.* Испытание арматурного железа на постройках. – К., 1934.

33. *Скрамтаев Б.Г., Вольф И.В.* Контроль прочности бетона в сооружениях. – М.: Харьков: Госстройиздат, 1939. – 134 с.

34. Истинные прочности бетона в инженерных конструкциях. – М.: Стройиздат. 1939.

35. *Скрамтаев Б.Г.* Усовершенствование метода испытания прочности бетона в сооружениях стрельбой из нагана. – К., 1941.

36. Указания по испытанию прочности бетона в конструкциях и сооружениях неразрушающими методами с применением приборов механического действия. РУ 171-67. – К.: Будівельник, 1968.

37. Временные указания по контролю и оценке прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных изделий и конструкций неразрушающими методами (СН-417-70). – М.: Стройиздат, 1971.

38. Новые методы неразрушающего контроля для оценки качества строительной продукции (Обзор). – М.: ЦНИИС Госстроя СССР, 1972. – 40 с.

39. Методы неразрушающего контроля качества железобетонных конструкций. – К.: Будівельник, 1972. – 160 с.

40. Руководство по контролю прочности бетона в конструкциях приборами механического действия. – М.: Стройиздат, 1972. – 56 с.

41. Инструктаж по проведению неразрушающих испытаний сборных изгибаемых железобетонных конструкций и оценка их прочности, жёсткости и трещиностойкости. И-37-76. М. – 1976.

42. Приборы для неразрушающего контроля материалов и изделий / под ред. В.В. Клюева. – М.: Машиностроение, 1976.

43. *Судаков В.В.* Контроль качества и надежность железобетонных конструкций. – Л., СИ, 1980 – 168 с. ил.

Література з розвитку неруйнівних фізичних методів дослідження конструкцій

З великої кількості розрізних публікацій, у яких розглядаються неруйнівні фізичні методи дефектоскопії будівельних конструкцій, в огляді розглядаються тільки ті, що дають достатню уяву про фізичну основу різних методів в історичному аспекті.

44. *Хренов К.К., Назаров С.Т.* Магнитно-электрическое исследование сварных швов. – М.: Трансжелдориздат, 1937.

45. *Янус Р.И.* Магнитная дефектоскопия. – М.: Гостехиздат, 1946.

46. *Назаров С.Г.* Контроль качества сварных соединений. – М.: Машиздат, 1950.

У публікаціях розглянуті фізичні основи магнітно-електричної дефектоскопії.

47. Просвечивание сварных соединений и литья гамма-лучами: Производственная инструкция (АН 792). НИАТ МАП СССР, 1949.

48. *Рушенцев С.В., Григорович Ю.А.* Контроль качества литья и сварных соединений гамма-лучами. – М.: Стандартиздат, 1950.

Одні з перших праць, у яких розглянуто використання радіаційного випромінювання для дефектоскопії зварних швів металоконструкцій.

49. Гурич А.К., Ермолов И.Н. Ультразвуковой контроль сварных швов. – К.: Техніка, 1972.

50. Рапопорт Ю.М. Ультрозвуковая дефектоскопия строительных деталей и конструкций. – Л.: Стройиздат, 1975.

Узагальнено досвід застосування ультразвукової деформації для контролю якості бетонних виробів, виробів з цегли, з конструкційних пластмас.

Видання останніх років

51. Неразрушающие методы контроля качества в строительстве: Учеб. пособие / Е.Г. Копанец и др. – К.: УМК ВО, 1990. – 120 с.

52. Діагностика будівельних матеріалів, конструкційних елементів будинків і споруд та механічних систем неруйнівними методами на основі пружних хвиль: Монографія / Шутенко Л.М. та ін. – К.: Техніка, 2009. – 261 с.

У монографії розглянуто завдання, діагностики технічного стану будівельних конструкцій. Виділено пріоритетні завдання, що вирішуються за допомогою неруйнівних методів контролю, заснованих на вимірі характеристик пружних хвиль.

53. Діагностика, довговічність та реконструкція мостів і будівельних конструкцій / Зб. наук. праць. – Вип. 11. – Львів: Каменяр, 2009 – 213 с.

У збірнику публікуються статті, які відображають експериментальні та теоретичні дослідження з актуальних проблем діагностики, довговічності та реконструкції об'єктів будівництва.

54. Жуковский И.Н. и др. Обследование железобетонных и каменных конструкций. Оценка их технического состояния. – Харьков: Форт, 2011. – 260 с.

У книзі узагальнено практичний досвід обстеження різних промислових об'єктів, виконаний протягом декількох десятиліть інститутом «Харьковпромстрой НИИпроект».

55. Лучко Й.Й., Коваль П.М., Дем'ян М.Л. Методи дослідження та випробування будівельних матеріалів і конструкцій / НАН України: Фіз.-мех. ін-т ім. Г.В.Карпенка. – Львів: Каменяр, 2001. – 436 с.

Капітальна монографія, в якій містяться обширні відомості про сучасні різноманітні руйнівні та неруйнівні методи випробування будівельних конструкцій. Дуже корисне видання для фахівців, але обмежений наклад.

56. Недосека А.Я. Основы расчёта и диагностики сварных конструкций. – К.: ТК 78 Госстандарта Украины, 1996. – 294 с.

57. Справочник по оборудованию для дефектоскопии сварных швов / В.А.Троцкий и др. – Киев: Техника, 1987. – 126 с.

58. *Троцкий В.А. и др.* Дефекты сварных соединений и средства их обнаружения. – К.: Высшая школа, 1982. – 147 с.

Тематична література по дослідженню конструкцій на моделях

59. Методика исследования напряжений поляризационно-оптическим методом / Хаймова-Малькова Р.И. – М.: Наука, 1970.

Це одне з кращих практичних керівництв по визначенню напружень поляризаційно-оптичним методом.

60. *Питлюк Д.А.* Испытания строительных конструкций на моделях. Л.: СИ, 1971.

61. *Мостаченко В.Н.* Испытания строительных конструкций на моделях. – М.: СИ, 1972.

62. *Мостаченко В.Н.* Надежность моделирования строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1974. – 88 с.

У цих працях і в численних статтях авторів викладено теоретичні основи моделювання та випробування моделей. В [60] наведено приклади дослідження конструкцій на моделях.

63. *Поляков Л.П., Файнбурд В.М.* Моделирование строительных конструкций. – К.: Будівельник, 1975. – 160 с.

Викладено багаторічний досвід робіт з моделювання споруд у лабораторії залізобетонних конструкцій Київського інженерно-будівельного інституту.

64. *Денисюк Ю.Н.* Принципы голографии. – Л.: ГОИ им. С.И. Вавилова, 1978. – 124 с.

Корисна для ознайомлення з голографією та її можливостями застосування в різних галузях техніки.

65. Экспериментальные методы исследований деформаций и напряжений. Сб. науч. ст. – К.: ИЭС им. Е.О. Патона, 1983. – 212 с.

Подано сучасні досягнення в галузі розвитку методів: поляризаційно-оптичного, голографічної інтерферометрії, муарових смуг, тензометрії.

Тематична література з будівельної кліматології

Загальні відомості

66. *Заварина Н.В.* Строительная климатология. – Л.: Гидрометеоиздат. – 1976. – 321 с.

Це перша фахова монографія, де систематизовано і узагальнено питання будівельної кліматології. Показано важливість точного визначення природних впливів на формування нормативної бази проектування будівельних конструкцій.

67. *Савицкий Г.А.* Ветровые нагрузки на сооружения. – М.: Стройиздат, – 1972. – 110 с.

68. *Беспрозванная И.М. и др.* Воздействие ветра на высокие сплошностенчатые сооружения. – М.: Стройиздат, 1976. – 185 с.

Подано методику визначення дії вітрового тиску на різні за формами будівельні об'єкти для встановлення нормативних (характеристичних) значень вітрового навантаження.

69. *Горохов Е.В., Кузнецов С.Г.* Экспериментальные методы определения ветровых нагрузок на здания и сооружения. – Донецк: Норд-Пресс, 2009. – 167 с.

Корисний науково-методичний посібник для спеціалістів, які займаються визначенням вітрових навантажень.

70. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / Под общ. ред. А.В. Перельмутера. – М.: Изд-во Ассоциации строит. вузов, 2006. – 482 с.

Капітальна праця, в якій викладено сучасні методи встановлення природних навантажень і впливів з урахуванням імовірнісного характеру цих явищ. Авторами її є провідні фахівці України в теорії надійності розрахунків будівельних конструкцій.

Будівельна кліматологія України

70. *Кінаш Р.І., Бурнаєв О.М.* Снігове навантаження в Україні: Монографія. – Львів: Вид-во НТЛ, 1997. – 848 с.

71. *Кінаш Р.І., Бурнаєв О.М.* Вітрове навантаження і вітроенергетичні ресурси в Україні. – Львів: Вид-во НТЛ, 1998. – 1152 с.

У книгах наведено довідкові дані про снігове і вітрове навантаження за діючими на території України пунктами спостережень і метеорологічних станцій. Пропонуються вихідні параметри для аналізу достовірності розрахунків будівельних об'єктів з урахуванням статистико-імовірнісних впливів природних факторів.

72. Кінаш Р.І., Бурнаєв О.М. Стихійні гідрометеорологічні явища в Україні. – Львів: Вид-во НТЛ, 2008. – 192 с.

На підставі встановлених закономірностей спостережень явищ пропонуються параметри природних впливів для оцінювання небезпеки будівельних об'єктів.

73. СНиП 23.01-99. Строительная климатология.

74. Бондаренко И.Н. Разрушающее воздействие среды на конструкции зданий и инженерные системы. М.: Моск.гос.строит.ун-т.

75. Пашинський В.А. Атмосферні навантажень на будівельні конструкції на території України. – К., 1999. – 185 с.

Тематична література з моніторингу будівель і споруд

Геодезичний і геотехнічний моніторинг

76. Кулешов Д.А., Стрельников Т.Е. Инженерная геодезия для строителей. Учебник. – М.: Недра, 1990. – 256 с.

Вміщено технічну характеристику інструментального обладнання для проведення лінійних і висотних геодезичних вимірювань. Подано методика і приклади вимірювань.

77. Зайцев А.К. и др. Геодезические методы исследования деформаций сооружений. – М.: Недра, 1991. – 270 с.

78. Ганьшин В.В. и др. Геодезические методы измерения вертикальных смещений и анализ устойчивости реперов. – М.: Недра, 1991. – 190 с.

У [77] подано практичні методи і польове устаткування для вимірювання вертикальних і планових зміщень будівель і споруд, які необхідні для встановлення кінетики зміщень у часі під дією переміщень у ґрунті під об'єктами. В [78] вміщено методика визначення похибок при геодезичних вимірюваннях переміщень.

79. Методика обследования и проектирования оснований и фундаментов при капитальном ремонте, реконструкции и надстройки зданий. – М.: Стройиздат, 1978.

80. Руководство по наблюдению за деформациями оснований и фундаментов зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1975.

81. ГОСТ 24846-81. Грунты. Методы измерения деформаций оснований зданий и сооружений.

Теплотехнічний моніторинг

82. *Вавилов В.П.* Инфракрасная термография и тепловой контроль зданий. – 544 с.

83. *Буданин О.Н.* Тепловой неразрушающий контроль зданий. – 2002. – 472 с.

Розглядаються сучасні методи термографії з визначенням у будівлях місць інтенсивних тепловтрат. Наведено принципи роботи тепловізорів.

Технічна експлуатація будівель і споруд

84. *Тугай О.А.* Технічний нагляд за безпечною експлуатацією будівель і інженерних споруд / Тугай О.А., Гарнець В.М. та ін. – Навч. посібник. – 2011.

Розглянуто питання, пов'язані з організацією і проведенням технічного нагляду й оцінювання технічного стану залізобетонних, дерев'яних та металевих конструкцій.

85. *Бойко М.Д.* Техническое обслуживание, ремонт зданий и сооружений: Учеб. пособие. – М.: Стройиздат, 1986. – 256 с.

86. Техническая эксплуатация промышленных зданий и сооружений: Учеб. пособие / Е.В. Горохов, И.Р. Рухович, В.П. Королев. – К.: УМК ВО, 1988. – 100 с.

87. *Нарывай Г.А.* Техническая эксплуатация зданий. – М.: Стройиздат, 1990.

88. Губій М.М. Технічна експлуатація та реконструкція будівель і споруд: Навч. посібник / М.М. Губій, Є.В. Клименко. – Полтава: Полтав. держ. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка, 2000. – 147 с.

89. Нотенко С.Н. Техническая эксплуатация жилых зданий: Учебник / С.Н. Нотенко, А.Г. Ройтман, Е.Я. Сокова и др.; под ред. А.М. Стражникова. – М.: Высшая школа, 2000. – 429 с.

90. *Клименко Е.В.* Технічна експлуатація та реконструкція будівель і споруд: Підручник. – К.: Центр навч. л-ри, 2004. – 304 с.

91. *Комков В.А., Рощина С.И., Тимахова Н.С.* Техническая эксплуатация зданий и сооружений. – М.: ИНФРА, 2005. – 208 с.

92. Нормативные документы по вопросам обследования, паспортизации, безопасной и надежной эксплуатации производственных зданий и сооружений. – К.: НИИСП, 2003. – 144 с.

93. *Барашиков А.Я., Сирота М.Д.* Надійність будівель і споруд. – К.: Ін-т системних досліджень освіти, 1993. – 202 с.

94. *Барашиков А.Я.* Оценка технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений / А.Я. Барашиков, А.Н. Малышев. – К.: НМЦ Держнаглядохоронпраці України, 1998. – 232 с.

95. *Барашиков А.Я.* Технічна експлуатація будівель і міських територій: Підручник / А.Я. Барашиков, В.О. Гомілко, О.М. Малишев. – К.: Вища шк., 2000. – 112 с.

96. *Барашиков А.Я., Малишев О.М.* Оцінювання технічного стану будівель та інженерних споруд: Навч. посібник. – К.: Основа. 2008. – 320 с.

Наведено відомості про діагностику технічного стану будівельних об'єктів для прийняття рішення щодо подальшої їхньої долі.

97. *Малишев О.М. та ін.* Технічне обстеження та нагляд за безпечною експлуатацією будівель та інженерних споруд. – К.: Відлуння, 2007. – 708 с.

Технічна експлуатація металевих конструкцій

98. Металлические конструкции (техническая эксплуатация) / М.М. Сахновский, Г.В. Жемчужников, Ю.Б. Динельт, Ю.А. Зданевич / Под общ. ред М.М. Сахновського. – К.: Будівельник, 1976. – 256 с.

99. *Горохов Е.В., Шаповалов С.Н. и др.* Повышение надежности и долговечности электросетевых конструкций / Под ред. Е.В.Горохова. – К.: Техніка, 1997. – 284 с.

100. *Перельмутер А.В.* Управление поведением несущих конструкций. – К.: УФИМБ, 1998. – 148 с.

101. *Перельмутер А.В., Гордеев В.М., Горохов С.В. та ін.* Стан та залишковий ресурс фонду будівельних металевих конструкцій в Україні. – К., 2002. – 166 с.

102. Експлуатаційні властивості і захист від корозії будівельних металоконструкцій. Розробки і практичний досвід забезпечення довговічності/ Під ред. Корольова В.П. // Прес-досье НВВЛ «Антикор-Дон» ДонНАБА. – Донецьк: Норд-Прес, 2005. – 44 с.

103. Шимановский А.В., Гордеев В.Н. и др. Техническая диагностика и предупреждение аварийных ситуаций конструкций зданий и сооружений. – К.: Сталь, 2008. – 463 с.

Сформульовано теоретичні положення оцінювання показників ремонтпридатності, критерії оцінювання несучої здатності сталевих конструкцій із дефектами і пошкодженнями.

Наведено методику розв'язання задач виявлення резерву несучої здатності та оцінювання граничних станів експлуатованих об'єктів різного призначення.

Рекомендаційні видання

104. Рекомендации по обследованию и оценке качества с применением неразрушающих методов возводимых и эксплуатируемых конструкций. – М.: НИИЖБ, 1987.

105. Рекомендации по обследованию и оценке технического состояния крупнопанельных и каменных зданий / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М., 1988. – 57 с.

106. Рекомендации по определению технического состояния ограждающих конструкций при реконструкции промышленных зданий / ЦНИИПромзданий. – М.: Стройиздат, 1988.

107. Рекомендации по оценке надежности строительных конструкций по внешним признакам / ЦНИИПромзданий. – М., 1989.

108. Рекомендации по оценке состояния железобетонных конструкций в агрессивных средах / НИИЖБ. – М.: 1984.

109. Рекомендации по обследованию зданий и сооружений, поврежденных пожаром. – М.: Стройиздат, 1987.

110. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1989.

111. Рекомендации по обеспечению надежности и долговечности железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений при их реконструкции и восстановлении / Харьковский ПромстройНИИпроект. – М., Стройиздат, 1990. – 176 с.

112. Рекомендації по контролю железобетонних конструкцій неразрушаючими методами / Оргтехстрой. – М., 1989.

113. Положення про безпечну і надійну експлуатацію виробничих будівель і споруд. – Харків: ФОРТ, 2003.

Державні нормативні документи

114. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ.

115. ДБН В.1.2-5:2007. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів.

116. ДБН В.1.2-9-2008. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Основні вимоги до будівель і споруд. Безпека експлуатації.

117. ДБН В.1.2-2:2006. Система надійності та безпеки в будівництві. Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки.

118. Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд. Затвержені спільним наказом Держбуду України та Держнаглядохоронпраці України, 2002.

119. ДСТУ Б.В.2.6-25-2003. Автоматизированные системы технического диагностирования строительных конструкций. Общие технические требования.

120. ДБН В.2.6-31:2006. Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель.

121. ДСТУ-Н Б А.2.2-5:2007. Настанова з розроблення та складання енергетичного паспорта будинків при новому будівництві та реконструкції.

122. ДБН В.12-1-95. Положення про розслідування причин аварій (обвалень) будівель, споруд, їх частин та конструктивних елементів.

123. ДБН 362-92. Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації.

124. ДСТУ Б В.2.6-7-95. Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості.

125. ДБН В.2.3-6-2002. Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження і випробування.
126. ДСТУ Б В.2.6-4-95. Магнітний метод визначення товщини захисного шару бетону і розташування арматури.
127. КДП-204/12 229-93. Правила оцінки фізичного зносу жилих будинків. 1993.
128. ДБН Г.1-4-95 Правила перевезення, складування та зберігання матеріалів, виробів, конструкцій і устаткування в будівництві.
129. ДБН В.1.1-3-97. Інженерний захист територій будинків і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення.
130. ДСТУ Б В.2.6-10-96. Конструкції сталеві будівельні. Методи випробування навантаженням.
131. ДБН В.1.4-2.01-97. Радиационный контроль строительных материалов и объектов строительства.
132. Межгосударственный стандарт ГОСТ 2140-81. Видимые пороки древесины. Стандартиформ. 2006.
133. ДБН В.2.6-31:2006 «Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель».
134. ДСТУ-Н Б А.2.2-5:2007 «Настанова з розроблення та складання енергетичного паспорту будинків при новому будівництві та реконструкції».

Навчальне видання

Віталій Захарович Кліменко
Ігор Дмитрович Белов

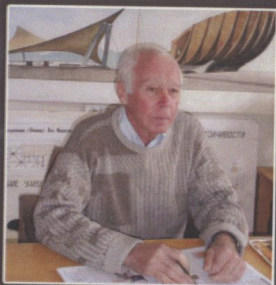
ВИПРОБУВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ, ОБСТЕЖЕННЯ ТА МОНІТОРИНГ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

Підручник

Редактор: *Василенко Людмила Геннадіївна*
Коректор: *Ястребов Андрій Олександрович*
Дизайн обкладинки: *Василенко Людмила Геннадіївна*
Верстка: *Василенко Людмила Геннадіївна*

Підписано до друку 23. 04. 2015 р.
Формат 70x100/16. Папір офсетний
Гарнітура Times New Roman. Друк лазерний.
Ум. друк. арк. 46,48. Обл. - вид. арк. 33,29.
Наклад 300 прим.

ТОВ «Кондор-Видавництво»
Свідоцтво про внесення до Державного реєстру видавців,
виготівників і розповсюджувачів видавничої продукції
Серія А01 № 376847 від 28.07.2010р.
03067, м. Київ, вул. Гарматна, 29/31
тел.факс (044) 408-76-17, 408-76-25



КЛІМЕНКО Віталій Захарович

Дійсний член Академії будівництва України, лауреат премії ім. академіка М.С.Буднікова.

Відмінник освіти України.

Випускник Київського інженерно-будівельного інституту (1961 р.). За спеціальністю – інженер-будівельник.

З 1967 р. асистент, з 1977 р. доцент, з 1992 р. професор кафедри металевих та дерев'яних конструкцій. Вчений ступінь – кандидат технічних наук, вчене звання – професор (1993 р.).

Автор 288 друкованих праць, в тому числі підручників – 4, навчальних посібників – 13, монографій – 3, державних будівельних норм – 4, патентів – 3, методичних рекомендацій – 3, наукових видань – 2, наукових статей – 155, навчально-методичних робіт 26.

Напрямок наукової діяльності: нова концепція проектування сучасних несучих конструкцій з клеєної деревини, яка забезпечує їхню проектну надійність. Ця концепція стала основою методики розрахунку, запропонованої в державному національному стандарті.



БЄЛОВ Ігор Дмитрович

Дійсний член Академії будівництва України, лауреат премії ім. академіка М.С.Буднікова.

Випускник Київського інженерно-будівельного інституту (1981 р.). За спеціальністю – інженер-будівельник.

Є автором більш 50 друкованих праць – підручників, авторських свідоцтв, наукових і методичних видань.

Вчений ступінь – кандидат технічних наук, вчене звання – доцент (2002 р.).

Напрямок наукової діяльності - випробування будівельних конструкцій; обстеження, надійність та безпека будівель і споруд; технічна експлуатація будівель; реконструкція і підсилення; науково-технічний моніторинг будівельних об'єктів.

З 2001 р. працює директором структурного підрозділу «Випробувальний центр будівельних конструкцій» КНУБА, який займається розробкою нових конструктивних форм, випробуваннями будівельних конструкцій і матеріалів, виконанням науково-дослідних робіт пов'язаних з експлуатаційною надійністю і безпекою будівель і споруд.