

Міністерство освіти і науки України
Центральноукраїнський національний технічний університет
Факультет будівництва та транспорту
Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва

"Допущено до захисту"

Зав. кафедрою БДМБ

к.т.н., професор

_____Владислав НАСТОЯЩИЙ

" ____ " _____ 2021 р.

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

За другим (магістерським) рівнем вищої освіти
на тему

**Дослідження напружено-деформованого стану сталезалізобетонних
балок при знакозмінних режимах навантаження**

Виконав здобувач вищої освіти

6 курсу, групи БІ 20М

спеціальності 192 Будівництво та
цивільна інженерія

_____А.В. Односум

" ____ " _____ 2021 р.

Керівник роботи, к.т.н., доцент

_____Андрій ТИХИЙ

" ____ " _____ 2021 р.

м. Кропивницький

Центральноукраїнський національний технічний університет

Факультет будівництва та транспорту

Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва

Освітньо-кваліфікаційний рівень – магістр

Спеціальність – 192 Будівництво та цивільна інженерія

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Завідувач кафедри будівельних,
дорожніх машин і будівництва, професор

В.А. Настоящий

1 вересня 2021 р.

З А В Д А Н Н Я

на кваліфікаційну магістерську роботу
здобувачу вищої освіти **Односуму Андрію Валентиновичу**

1. Тема роботи: **Дослідження напружено-деформованого стану сталезалізобетонних балок при знакозмінних режимах навантаження**

керівник роботи – к.т.н., Тихий Андрій Анатолійович,
затверджені наказом по університету від 2 серпня 2021 р. № 16-13.

2. Термін здачі здобувачем закінченої роботи – 26 листопада 2021 р.

3. Вихідні дані до роботи:

- нормативна, довідкова, наукова та навчальна література з питань проектування перекриттів будівель;
- проектні рішення залізобетонних плит перекриття.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які слід розробити):

- бібліографічний огляд досліджень роботи бетону і залізобетонних балок при різних режимах навантаження;
- методика розрахунку залізобетонних і сталезалізобетонних конструкцій з урахуванням нелінійної роботи матеріалу;
- аналіз устаткування і методик випробувань сталезалізобетонних балок при небагаторазово повторних і знакозмінних режимах навантаження;
- міцнісні і деформативні характеристики матеріалів;
- вдосконалення методики моделювання напружено-деформованого стану перекриттів;
- особливості методики побудови залежності "момент-кривизна" сталезалізобетонних балок при додатному моменті;
- експериментальне обґрунтування методу розрахунку сталезалізобетонних балок при тривалій дії навантаження;
- заходи з охорони праці.

5. Перелік графічного матеріалу: мультимедійна презентація (не менше 20 слайдів), що ілюструє методику та результати досліджень.

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		Завдання видав	Завдання прийняв
Огляд літератури	доцент Тихий А.А.		
Методика досліджень	доцент Тихий А.А.		
Теоретичні дослідження	доцент Тихий А.А.		
Експериментальне проектування	доцент Тихий А.А.		
Охорона праці	доцент Дарієнко В.В.		

7. Дата видачі завдання – 1 вересня 2021 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ п/п	Назва етапів роботи	Строки виконання етапів роботи	Примітка
1	Бібліографічний огляд досліджень роботи бетону і залізобетонних балок	11.09.2021	
2	Розроблення методики експериментального проектування та її програмної реалізації	18.09.2021	
3	Аналіз теоретичних досліджень по визначенню напружено-деформованого стану балок	25.09.2021	
4	Методика розрахунку залізобетонних і сталезалізобетонних конструкцій з урахуванням нелінійної роботи матеріалу	08.10.2021	
5	Вдосконалення методики проектування основ плитних фундаментів по деформаціях	22.10.2021	
6	Аналіз устаткування і методик випробувань сталезалізобетонних балок при небагаторазово повторних і знакозмінних режимах навантаження	29.10.2021	
7	Розроблення заходів з охорони праці	10.11.2021	
8	Оформлення пояснювальної записки та мультимедійної презентації	15.11.2021	
9	Підготовка до захисту	20.11.2021	

Здобувач

А.В. Односум

Керівник КМР

А.А. Тихий

[illegible]

АНОТАЦІЯ

В роботі представлено теоретичне узагальнення і експериментальне обґрунтування рішення актуальної науково-технічної задачі, що полягає в створенні методу розрахунку сталезалізобетонних балок при малоповторюваних і знакозмінних режимах навантаження. Ця проблема має важливе народно-господарське значення. Розроблені методи дозволяють розраховувати і проектувати елементи перекриттів як для об'єктів нового будівництва, так і що знаходяться в експлуатації.

В роботі отримані наступні результати:

виконаний аналіз результатів досліджень в області визначення напружено-деформованого стану і несучої здатності сталезалізобетонних балок сформульовані передумови і допущення. На основі сформульованих передумов і результатів експериментальних досліджень розроблені методи розрахунку сталезалізобетонних балок при різних режимах навантаження;

розроблені методи розрахунку дозволяють отримати залежності "момент-кривизна" для перерізів балок на всіх стадіях навантаження, аж до руйнування. Підстановка початкових даних у відомі методики деформаційного розрахунку конструкцій дозволяє оцінити як несучу здатність, так і деформативність балок. Криву розвантаження необхідно будувати в припущенні наступної деформації після розвантаження по зворотній кривій навантаження. Після досягнення точки розвантаження подальша деформація походить від точки по кривій, яка поступово переходить в криву навантаження у зворотному напрямі. З достатньою для практичних цілей точністю деформація при навантаженні, розвантаженні і подальшому навантаженні згинальним моментом протилежного знаку можна описувати апроксимуючими функціями, які можуть бути отримані методом найменших квадратів.

Розроблена методика і проведені експериментальні дослідження балок і допоміжних зразків, які дозволили отримати дані про напружено-деформований стан і несучу здатність, а також встановити міру впливу різних видів малоповторюваних і знакозмінних режимів навантаження на деформацію і несучу здатність балок.

ABSTRACT

The paper presents a theoretical generalization and experimental justification of the solution of the current scientific and technical problem, which consists in creating a method for calculating reinforced concrete beams at low-frequency and alternating load modes. This problem is of great economic importance. The developed methods allow to calculate and design elements of overlappings both for objects of new construction, and which are in operation.

The following results were obtained:

the analysis of results of researches in the field of definition of a stress-strain condition and bearing capacity of reinforced concrete beams the preconditions and assumptions are formulated. On the basis of the formulated preconditions and results of experimental researches methods of calculation of reinforced concrete beams at various modes of loading are developed;

developed calculation methods allow to obtain "moment-curvature" dependences for cross-sections of beams at all stages of loading, up to failure. Substitution of initial data in the known methods of deformation calculation of structures allows to estimate both bearing capacity, and deformability of beams. The unloading curve must be constructed under the assumption of the next deformation after unloading on the reverse load curve. After reaching the unloading point, further deformation originates from a point on the curve, which gradually turns into a load curve in the opposite direction. With sufficient accuracy for practical purposes, the deformation during loading, unloading and subsequent loading of the bending moment of the opposite sign can be described by approximating functions that can be obtained by the method of least squares.

The method was developed and experimental studies of beams and auxiliary samples were performed, which allowed to obtain data on stress-strain state and load-bearing capacity, as well as to establish the degree of influence of different types of repetitive and alternating load modes on deformation and load-bearing capacity of beams.

З М І С Т

ВСТУП.....	3
Розділ 1. Стан питання і завдання досліджень.....	7
1.1. Дослідження роботи бетону і залізобетонних балок при різних режимах навантаження.....	7
1.2. Експериментально-теоретичні дослідження балок із сталезалізобетону.....	18
1.3. Методи розрахунку залізобетонних і сталезалізобетонних	26
1.4. Висновки і завдання досліджень.....	30
Розділ 2. Експериментальні дослідження балок із сталезалізобетону при малоповторюваних і знакозмінних режимах навантаження.....	32
2.1. Конструкції експериментальних зразків.....	32
2.2. Обладнання і методика випробувань балок із сталезалізобетону при малоповторюваних і знакозмінних режимах навантаження	35
Розділ 3. Напружено-деформований стан сталезалізобетонних балок при малоповторюваних і знакозмінних режимах навантаження.....	49
3.1. Початкові передумови.....	49
3.2. Напружено-деформований стан перерізів сталезалізобетонних балок при додатному додатному і від'ємному згинальних моментах.....	53
3.3. Залежність "момент-кривизна" балок із сталезалізобетону при різних видах і режимах навантаження.....	54
3.4. . Спрощена методика побудови залежності "момент-кривизна" балок із сталезалізобетону при додатному моменті.....	56
3.5. Визначення напружено-деформованого стану балок із сталезалізобетону.....	61
3.6. Висновки по розділу 3.....	64

					<i>КМР 202 ПЗ</i>			
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата				
Розроб.		Односум А.В.			Дослідження напружено-деформованого стану сталезалізобетонних балок при знакозмінних режимах навантаження	Літ.	Арк.	Аркуші
Перевір.		Тихий А.А.					1	88
Реценз.						ЦНТУ гр. БІ-20 М		
Н. Контр.		Дарієнко В.В.						
Затверд.		Настоящий В.А.						

Розділ 4. Оцінка точності пропонованого методу розрахунку і його практичне застосування.....	66
4.1. Експериментальне обґрунтування методу розрахунку балок із сталезалізобетону при короткочасній дії навантаження.....	66
4.2. Експериментальне обґрунтування методу розрахунку балок із сталезалізобетону при тривалій дії навантаження.....	70
4.3. Практичне застосування результатів роботи для проєктованих споруд.....	75
Загальні висновки.....	80
Список використаних джерел.....	83
Додатки.....	88

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

ВСТУП

Актуальність теми. В якості елементів нового будівництва і при реконструкції існуючих будівель різного призначення застосовуються сталезалізобетонні конструкції (СЗБК) перекриттів, що дозволяє ефективно використати матеріал (сталеві профілі) як в період будівництва, так і при експлуатації. Основною перевагою є поєднання позитивних властивостей залізобетону і сталевих прокату для досягнення більш високих техніко-економічних показників.

Незважаючи на очевидну економічну доцільність застосування СЗБК, широке їх застосування стримується рядом чинників: недостатньою кількістю НД для розрахунку і проектування, недостатньою вивченістю впливу виду (короткочасна або тривала дія навантаження) і режимів (одноразове, малоциклові повторні і знакозмінні) навантаження на несучу здатність і деформативність і тому подібне. Вирішення цих питань важливе як при проектуванні нових, так і при посиленні існуючих конструкцій, будівель і споруд в цілому.

Конструкції будівель і споруд повинні надійно сприймати усі навантаження і дії і передавати їх на природну основу. Надійність і довговічність конструкцій, яка забезпечується в процесі зведення шляхом використання якісних матеріалів і дотримання технології робіт, в процесі експлуатації під впливом різних чинників може знизитися. Оскільки більшість впливаючих чинників носять випадковий характер, надійність і довговічність будівельних конструкцій визначаються законами теорії вірогідності.

Вплив умов експлуатації (чинника часу, різних режимів вантаження, розвитку нерівномірних деформацій основи і тому подібне) на НДС конструкцій і будівель в цілому пов'язаний з проблемами реконструкції. В цьому випадку необхідно встановити технічний стан конструкцій, обґрунтувати можливість продовження терміну їх експлуатації і прийняти рішення про можливість подальшої експлуатації або виконання робіт по посиленню (заміні).

У НДІБК упродовж останніх років проводилися комплексні дослідження роботи бетону, залізобетону і сталезалізобетону. Були досліджені діаграми

деформації бетону при однорідному і неоднорідному навантаженні, встановлений вплив на параметри діаграми стискування бетону і НДС ЗБК короточасних малоциклових повторюваних і знакозмінних режимів вантаження, тривалої дії навантаження.

За результатами досліджень розроблені методи розрахунку ЗБК, ґрунтовані на використанні реальних діаграм деформації матеріалів. Ці методи дають можливість врахувати зміну жорсткості перерізів як при розрахунках окремих конструкцій, так і будівель і споруд в цілому.

Нині, незважаючи на прийняття ДБН В. 2.6-160 : 2010 [4], практичні методи розрахунку СЗБК при різних видах (короточасна або тривала дія навантаження) і режимах (одноразове, повторні, знакозмінні) вантаження потребують подальшого розвитку. У цьому НД приведені загальні стани по методах розрахунку. У ДБН В.2.3-14: 2006 [5] приведені методики розрахунку сталезалізобетонних конструкцій мостів. Адаптація методів розрахунку СЗБК мостів до розрахунку елементів перекриттів вимагає спеціального обґрунтування.

Єдиний підхід до розрахунку ЗБК і СЗБК при малоповторюваних і знакозмінних режимах (далі - різних режимах) вантаження із забезпеченням достатньої точності отримуваних результатів сприятиме широкому впровадженню в практику будівництва нових ефективних видів конструкцій як для нового будівництва, так і при реконструкції об'єктів різного призначення.

Мета і завдання досліджень. Метою роботи є визначення особливостей роботи, оцінки напружено-деформованого стану і несучої здатності балок із сталезалізобетону при малоповторюваних і знакозмінних режимах навантаження.

Поставленій меті відповідають наступні завдання роботи:

- виконати аналіз результатів досліджень в області визначення НДС і несучої здатності СЗББ, сформулювати передумови і допущення, розробити метод розрахунку таких конструкцій при малоповторюваних і знакозмінних режимах вантаження;
- розробити методику і провести експериментальні дослідження впливу різних режимів вантаження на НДС і несучу здатність СЗББ;

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

- розробити інженерний метод визначення параметрів НДС і жорсткості перерізів СЗББ при різних режимах вантаження;
- оцінити точність і надійність запропонованого методу розрахунку;
- впровадити отримані результати при рішенні практичних завдань.

Наукова новизна отриманих результатів:

- вдосконалений метод розрахунку СЗББ по граничних станах першої і другої груп при різних режимах вантаження;
- вдосконалена методика експериментальних досліджень СЗББ при різних режимах вантаження;
- уперше отримані експериментальні дані про особливості роботи і вплив різних режимів вантаження на НДС і несучу здатність СЗББ;
- уперше, на основі проведених експериментальних досліджень, встановлені закономірності впливу різних режимів вантаження на НДС і несучу здатність СЗББ.

Практичне значення отриманих результатів. На основі проаналізованих проведених експериментально-теоретичних досліджень розроблені умовно точний і інженерний методи розрахунку НДС і несучої здатності СЗББ, при різних режимах навантаження. Розроблені методи дозволяють враховувати нелінійні властивості бетону, арматури і сталі при розрахунках СЗББ по граничних станах першої і другої груп, підвищити надійність і економічність конструкцій.

Особистий вклад магістранта:

- підбір, узагальнення і аналіз отриманих раніше результатів, формулювання мети і завдань досліджень;
- розробка методів розрахунку СЗББ по граничних станах першої і другої груп при різних режимах вантаження;
- розробка методики експериментальних досліджень, розрахунків, конструювання і виготовлення експериментальних зразків і оснащення для проведення досліджень;
- проведення експериментальних досліджень СЗББ при різних режимах

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

вантаження;

- виконання статистичної оцінки запропонованого методу розрахунку шляхом порівняння теоретичних і експериментальних даних;

Апробація та публікація результатів роботи. Основні положення магістерської роботи доповідалися на III науковій конференції студентів і магістрантів ЦНТУ (Кропивницький, жовтень 2021 року), Всеукраїнському студентському науково-практичному семінарі «Досвід впровадження у навчальний процес сучасних комп'ютерних технологій» (Кропивницький, жовтень 2021 року).

Результати досліджень були опубліковані у статтях і тезах доповідей: Односум А.В. Дослідження напружено-деформованого стану сталезалізобетонних балок при знакозмінних режимах навантаження / А.В. Односум, А.А. Тихий // Наука–виробництву – 2021. Збірник тез доповідей III Всеукраїнської наукової конференції студентів і магістрантів.– Кропивницький: ЦНТУ, 2021. – С. 93-95. (електронне видання).

Структура роботи. Робота складається з 24 слайдів мультимедійної презентації, альбому документів на 88 сторінках, у тому числі 26 таблиць, 52 рисунків, списку з 40 використаних джерел, додатків на 13 сторінках. Текст пояснювальної записки містить вступ, 5 розділів, висновки і рекомендації за результатами роботи.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

РОЗДІЛ 1

Стан питання і постановка завдань дослідження

1.1. Дослідження роботи бетону і залізобетонних балок при різних режимах навантаження

Граничним станом вважається такий стан об'єкту, при якому його подальша експлуатація недопустима або недоцільна, або відновлення його працездатного стану неможливе або недоцільне. Критерієм граничного стану є ознака або сукупність ознак граничного стану об'єкту, які встановлюються нормативно-технічною і (чи) проектною документацією. При цьому залежно від умов експлуатації для одного і того ж об'єкту можуть бути встановлені декілька критеріїв граничного стану.

За час існування на будівельні конструкції діють навантаження, які виникають на стадії виготовлення, монтажу і експлуатації. Численні роботи присвячені вивченню характеру дії і нормуванню значень навантажень [7-13 та ін.]. У ДБН В.1.2-2: 2006 [7] приведена чітка класифікація навантажень, але і вона не дає повного уявлення про швидкість прикладання і тривалості їх дії.

Навантаження розрізняються: за швидкістю прикладання [статичні (із швидкістю зміни напруження у бетоні $v \leq 0,6$ МПа/с) і динамічні (із швидкістю $v \geq 0,6$ МПа/с)]; за тривалістю дії [короткочасні і тривалі]; повторюваністю [одноразові, небагаторазово повторні (до 100 циклів), багаторазово повторні (до 2×10^6 циклів)]; а також величиною і напрямом дії. Для більшості ЗБК небезпечним є змінний характер додатка навантаження [8].

Сучасні методи розрахунку ЗБК використовують повну (із спадаючою гілкою) діаграму деформації бетону [8, 14-32 та ін.]. Отримують таку діаграму на балках і зразках-призмах, які випробовуються з постійною швидкістю прикладання деформацій.

У роботах В.Я. Бачинського, А.М. Бамбури, С.С. Ватагіна [20, 21 та ін.] доведено, що діаграми деформації бетону, отримані при випробуваннях зразків-призм і згинаючих елементів, однакові, що дозволило зробити висновок про

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

можливість застосування діаграм із спадаючою гілкою для розрахунку балок [31].

Діаграма деформації бетону може бути описана поліномом п'ятої міри [8, 20-24 та ін.], степеневою функцією Бюльфінгера, рівнянням Л.І. Онищика, залежностями А.М. Бамбури, Ш. Поповича, Ю.П. Гущи, М.Л. Зака, Н.І. Карпенко, Т.А. Мухамедиева та ін. [19, 23-30 та ін.], залежністю, прийнятою в Нормам ЕКБ-ФІП [31], нормах проектування України - і ДБН В. 2.6- 160 : 2010 [4] і ДБН В. 2.6-98 : 2009 [32].

Більшість досліджень були присвячені вивченню впливу короточасних, тривалих, багаторазово повторюваних, а також малоциклових короточасних навантажень на НДС бетонних і ЗБК. Практично не було досліджень конструкцій на дію короточасних і тривалих малоповторюваних і знакозмінних навантажень, що прикладаються після тривалої дії початкового навантаження [8].

Як відомо, після кожного напівциклу навантаження (розвантаження) в матеріалі виникають непружні деформації, величина яких характеризується шириною δ петлі гістерезису діаграми деформації і залежить від кількості повторюваних завантажень n . Із зростанням n значення δ можуть зменшуватися (циклічне зміцнення матеріалу), не змінюватися (циклічна стабільність) або збільшуватися (циклічне знеміцнення) [8].

Значна увага приділялася дослідженням міцності і деформативності ЗБК і СЗБК при малоцикловому статичному навантаженні. Розглядалися вплив рівня і характеру навантаження, межі зміни напруження упродовж циклу, швидкості і кількості циклів навантаження. В окремих випадках відзначалося збільшення міцності бетону при небагаторазово повторному навантаженні, що, за даними [8, 33-34 та ін.], пояснюється взаємним зміщенням часток і перерозподілом зусиль в матеріалі. При перевищенні напругою нижньої межі мікротріщиноутворення було відмічено зменшення міцності бетону.

При випробуваннях за схемою малоциклової знакозмінної дії "навантаження - розвантаження - навантаження зворотного знаку" було встановлено, що в залізобетоні, як непружному матеріалі, після першого напівциклу "навантаження - розвантаження" виникають залишкові деформації і Напруження. Їх величини

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

будуть тим значніше, чим більший рівень мало первинне навантаження. Вплив непружних властивостей бетону на деформацію ЗББ при навантаженні зворотного знаку буває найнесподіванішим.

В.Я. Немировским були випробувані ЗББ на двох опорах [39] за наступною схемою: навантаження до напруження в арматурі 200 МПа - розвантаження - переверот балки - повторне навантаження зворотного знаку. Було встановлено, що при такому випробуванні тріщини з'являються на більше ранніх етапах навантаження і, практично завжди під старими, що утворилися при первинному навантаженні. Зменшення тріщиностійкості пояснюється автором неповним закриттям "старих" тріщин до моменту появи "зворотних".

У дослідженнях С.А. Дмитрієва, Н.М. Муліна, В.П. Артем'єва [30, 31] вивчалася міцність, жорсткість і тріщиностійкість заздалегідь напружених ЗББ прямокутного перерізу з арматурою класу А- III, які мали тріщини в розтягнутій від обтискання зоні. Було встановлено, що тріщиностійкість спочатку стислої зони дещо зменшилася, причому на опір утворенню тріщин впливає як кількість, так і глибина тріщин.

Аналогічні результати були отримані в роботах А.А. Гвоздєва, Л.Л. Лемиша, В.С. Рокача, С.Ю. Цейтлина, Б.А. Альтшуллера і Я.М. Немировського [32-36]. Було експериментально підтверджено вплив "початкових" тріщин на зниження тріщиностійкості розтягнутої зони, що призводить до збільшення напруження в стислому бетоні і втрат попередньої напруження в заздалегідь напруженій арматурі.

У роботі Б.А. Альтшуллера і Я.М. Немировського [35] запропоновано враховувати вплив "початкових" тріщин на деформативність ЗББ шляхом зміни величини коефіцієнта ψ_a , розтягнутого при експлуатаційному навантаженні бетону, що враховує роботу [8].

Вивчаючи роботу заздалегідь напружених ЗББ з тріщинами в стислій при експлуатаційному навантаженні зоні, С.Ю. Цейтлин [36] встановив закономірності зміни їх тріщиностійкості і деформативності залежно від ширини розкриття початкових тріщин і описав процес їх закриття. При цьому були використані дані про зміну міцнісних і деформативних характеристик бетону при зміні знаку дії,

отримані в ході випробувань бетонних призм. Приведені дані про вплив попереднього стискування на граничну розтяжність бетону, що, на думку автора, пов'язано зі зміною структури при знакозмінних навантаженнях. Зроблений висновок про те, що, незважаючи на очевидні успіхи, поведінку широкого кола конструкцій, працюючих з "подвійними" тріщинами, залишається маловивченим.

Побудові діаграми "навантаження - переміщення" для ЗББ при повторюваних знакозмінних режимах навантаження присвячена робота М.М. Складнева і Д.І. Уразбаєва [37]. Приведена методика розрахунку, дані про міру впливу на опір залізобетону характеру тріщиноутворення, міри армування, рівня навантаження, інтенсивності розвитку процесів реологій у бетоні і арматурі. Відзначається, що повний вид діаграми "момент - кривизна" визначається її першим циклом. Недоліком запропонованої методики являється прийняття лінійної залежності між напругою стислого і розтягнутого бетону при розвантаженні з кутовим коефіцієнтом, що відповідає початковому модулю пружності бетону. Це допущення призводить до істотної розбіжності дослідних і розрахункових кривих деформації при розвантаженні.

У роботі Г.Н. Манченко і Н.Г. Лалаянца [48] наводиться аналітичний метод оцінки напруженого стану нормальних перерізів ЗББ при розвантаженні. Показаний вплив відсотка армування, непружних властивостей стислого бетону і рівня навантаження на величину ЗН в арматурі. Для опису діаграм розвантаження стислого бетону прийнята залежність, рекомендована ЕКБ-ФИП [31].

Н.І. Карпенко, Т.А. Мухамедієв, А.М. Кокарев та ін. [29, 30, 39 та ін.] провели дослідження залізобетонних призм при осьовому малоциклового розтягуванні - стискуванні. Отримані при цьому дані були використані для аналізу поведінки ЗББ під дією знакозмінних навантажень. Недоліком цих випробувань з методичної точки зору є те, що робота бетону в області стискування вивчалася тільки на висхідній гілці деформації.

У роботах О.А. Кузовчикової і А.В. Яшина [20, 21] приведені результати досліджень призм, виготовлених з важкого бетону, при малоциклового навантаженні. Рівень навантаження підвищувався від циклу до циклу. Був

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

зроблений висновок про те, що такий вид навантаження практично не впливає на міцність бетону, але значно змінює його структуру (межі мікро- і макротріщиноутворення). Початковий модуль пружності при цьому зменшувався на 15...25 %, а поздовжні і поперечні ЗД складали 25...31 % від повних деформацій. Відзначалося викривлення гілки навантаження до осі деформації зі зростанням числа циклів навантаження.

А.В. Войцеховским [24] проведений великий комплекс експериментальних досліджень ЗББ при одинциковому знакозмінному навантаженні. Розроблена методика проведення досліджень, отримані експериментальні діаграми деформації бетону в широкому діапазоні зміни міцності і підібрані відповідні апроксимуючі функції. Було встановлено, що міцність бетону на стискування і розтягування після одноциклового знакозмінного навантаження практично не відрізняється від відповідної міцності при одноразовому навантаженні, а гранична розтяжність зі збільшенням рівня попереднього стискування збільшується, причому тим більше, чим більш високим був рівень первинного стискування. Несуча здатність ЗББ при дії навантаження зворотного знаку незалежно від рівня первинного навантаження практично не змінюється в порівнянні із несучою здатністю при одноразовому навантаженні. Розроблений аналітичний метод оцінки міцності, жорсткості і тріщиностійкості нормальних перерізів при одинциковому знакозмінному навантаженні, ґрунтований на реальних діаграмах деформації бетону, і спрощений метод розрахунку. Дані пропозиції по трансформації параметрів діаграми " σ - ε " бетону.

У роботі Т.А. Подобенко [26] приведені результати досліджень деформації бетону при дії малоциклових короткочасних дій. Було встановлено, що огинаюча діаграма деформації бетону при повторюваних режимах навантаження наближається до діаграми, отриманої при одноразовому додатку навантаження, а циклічна діаграма деформації бетону не виходить з меж тієї ж діаграми. Утворення нових мікротріщин при розвантаженні і подальшому навантаженні практично не відбувалося. Було встановлено, що порушення структури бетону при розвантаженні нейтралізується процесами зникнення і видозміни дефектів при подальшому

навантаженні бетону.

У роботах Є.М. Бабича, В.А. Кошляя, А.П. Погореляка [34-36 та ін.] встановлено, що особливості малоциклової деформації починають проявлятися вже на перших десяти циклах "навантаження - розвантаження". Особливо це помітно при додатку навантаження високого рівня. Це пояснюється швидким проявом значної кількості непружних деформацій, загальна величина яких при короткочасних випробуваннях обмежена.

За результатами досліджень А.П. Погореляком [36] були запропоновані цілий ряд емпіричних коефіцієнтів і регресійних залежностей, що коригують міцнісні і деформативні характеристики бетону в умовах повторного навантаження. Було встановлено, що верхній рівень небагаторазово повторного навантаження $R_b^c = 0,85 \cdot R_b$ відповідає межі малоциклової втоми бетону. При значеннях рівня навантаження, менших 0,7, малоциклового знеміцнення не відбувалося, а відзначалося збільшення призмової міцності бетону R_b на 7%, що пояснювалося ущільненням бетону, перерозподілом зусиль і вирівнюванням напруження по перерізу зразків. Деяке розущільнення бетону починалося при значеннях $0,7 \leq \eta_\sigma \leq 0,875$, а при $\eta_\sigma > 0,875$ відбувалося інтенсивне розущільнення бетону, перехід мікротріщин в макротріщини, а після цього наставало повне руйнування бетонних зразків. Найбільша величина відносних деформацій бетону в дослідях складала $2,5 \cdot 10^{-3}$. Спадаючу ділянку діаграми деформації бетону в процесі випробувань зафіксувати не вдалося [8].

У роботі Е.М. Бабича і О.О. Заречанського [37] викладена методика і результати експериментальних досліджень коротких стисло-зігнутих елементів при постійній дії поздовжнього і повторного поперечного навантаження. Приведені програма і методика досліджень, описані конструкції експериментальних зразків і експериментальної установки, результати випробувань. Встановлено, що повторні навантаження поперечною силою приводять до збільшення деформацій бетону і арматури, а стабілізація НДС поперечних перерізів настає після шести-семи циклів поперечного навантаження. Перед руйнуванням деформації стислого бетону

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

практично удвічі перевищили граничні деформації, отримані при випробуваннях призм.

У роботі Є.М. Бабича і Н.І. Ільчук [38] приведені результати експериментальних досліджень П-образних залізобетонних рам при повторюваних малоциклових режимах навантаження. Встановлені особливості перерозподілу зусиль і зміни НДС нормальних перерізів ригеля і стійок на циклах повторюваних малоциклових навантажень (до 10 циклів). Повторні навантаження експлуатаційного рівня привели до збільшення деформацій стислого бетону і розтягнутої арматури, а стабілізація деформацій наставала після 5-6 циклів навантаження.

У роботі Г.Х. Масюка і В.В. Каравану [39] приведені результати експериментальних досліджень і аналіз впливу знакозмінного навантаження різного рівня на деформативність і тріщиностійкість ЗББ. Встановлено, що при дії знакозмінного навантаження в роботі заздалегідь розтягнутої і заздалегідь стислої зон бетону і арматури є істотні відмінності. Малоциклове навантаження впливає на величину моменту тріщиноутворення (знижує до трьох разів), а також сприяє збільшенню ширини розкриття тріщин в півтора рази.

У роботі І.А. Узуна [20] викладена методика розрахунку несучої здатності і деформацій елементів, що згинаються, на дію малоциклового навантаження, що повторюється. Методика включає передумови розрахунку стержневих конструкцій на основі діаграм деформації матеріалів. Зв'язок між напругою і деформаціями прийнятий через кінцеві прирости. Вплив режиму навантаження на міцнісні і деформативні характеристики бетону і арматури, накопичення ЗД і нерівномірність деформації арматури на довжині ділянки з нормальними тріщинами враховані на рівні діаграм деформації матеріалів.

Закономірності деформації бетону в часі описуються феноменологічними теоріями повзучості. Вони отримані на основі експериментальних даних при простих режимах навантаження з подальшим узагальненням на основі прийнятих гіпотез. Існують три основні теорії повзучості - спадкова теорія старіння, теорія пружної спадковості і теорія старіння [29]. Вони розрізняються між собою

прийнятими фізичними моделями роботи бетону, що відображається в характері кривих повзучості. Практичне застосування знаходять усі три теорії залежно від складності вирішуваної задачі. Досить повно теорії повзучості розроблена для рівня навантаження до $0,4 \cdot R_b$ (лінійна повзучість) і до $0,8 \cdot R_b$ (нелінійна повзучість).

Останнім часом з'явилися роботи, в яких запропоновано використати трансформовані діаграми бетону для опису деформації бетону при тривалій дії навантаження [24, 29]. Були отримані діаграми-ізохрони [29], усі точки яких при певних режимах зростання тривалого навантаження для різної напруженності досягають своїх значень за однакові проміжки часу. Така діаграма отримана за результатами випробувань декількох однакових зразків при різних рівнях напруження за однаковий період часу або при постійних швидкостях зростання напруження. Якщо ж навантаження зразків здійснювати з постійною швидкістю наростання деформацій, то можна отримати спадаючу ділянку діаграми-ізохрони.

Значна увага багатьма дослідниками приділялася тривалій міцності бетону при постійній нарузі. У дослідженнях [15, 33] приведені результати визначення тривалої межі міцності бетону як величини максимальної напруженності, при якій бетон не руйнується нескінченно тривалий час.

При випробуваннях зразків-призм з важких бетонів міцністю 20 і 40 МПа [19] у періоді 2,5 року було встановлено, що зі збільшенням рівня діючої напруженності скорочується час витримки під навантаженням до руйнування зразка при витримці під тривало діючим навантаженням. У дослідях із зразками з бетону міцністю 20 МПа при рівні навантаження $\eta = (0,77...0,78)$ руйнування відбувалося через 5 днів, а при $\eta = 0,75$ - через 14 днів після завантаження. Зразки з бетону міцністю 40 МПа при $\eta = 0,84$ зруйнувалися через 3 дні, при $\eta = 0,80$ - через 30 днів [8].

За даними випробувань [18, 22, 23] межа тривалого опору бетону на стискування для різних класів бетону і віку завантаження складає $\eta = (0,75...0,80)$.

Таким чином, межа тривалого опору бетону може складати $(0,7 \dots 0,85) \cdot R_{b,m}(t)$, тобто тривала дія навантаження високого рівня знижує опір

бетону стискуванню.

В той же час, деякі дослідники відмічали явище, яке на перший погляд суперечить тому, яке було викладено раніше.

У роботі В.І. Сорокера і А.І. Десова [24] приведені результати випробувань бетонних зразків. Було встановлено, що через 60 діб після першого випробування у періоді 8 діб міцність бетону зросла на 91.12 %; після першого випробування у періоді 30 діб - на 30.60 %; у періоді 60 діб - до 10%. Отже, порушення структури бетону в ранньому періоді не перешкоджало подальшому наростанню міцності. Суть цього явища, що дістало назву "самоодужування бетону", полягає в здатності бетону істотно підвищувати свою міцність після дії високої короткочасної стискаючої напруження. Найяскравіше воно проявляється при початковому завантаженні бетону в ранньому періоді.

У дослідях А.В. Саталкіна і Б.А. Сенченко [15] було встановлено збільшення міцності бетонних зразків при тривалій дії навантаження з подальшим короткочасним довантаженням до руйнування. Міцність бетону підвищувалася (максимально на 39% при періоді вантаження 2 діб) при рівні постійної напруження більше 0,6-0,7 від міцності зразків, отриманої при короткочасних випробуваннях. Причиною підвищення міцності може бути додаткове ущільнення за рахунок пластичної деформації бетону, підвищення зчеплення цементного каменю із заповнювачем, модифікування структури цементного каменю (роздроблення і зміна форми частинок, а також їх орієнтування в шарах цементного каменю, прилеглих до заповнювача).

У роботах О.Я.Берга, Ю.Н. Хромца і А.И. Рожкова [16, 17] досліджувалися структурні зміни у бетоні при дії постійного навантаження шляхом визначення відносної зміни об'єму і швидкості проходження ультразвуку. При напрузі у бетоні, що не перевищує межу мікроруйнування (R_{cr}^0), спостерігалось ущільнення бетону. Якщо ж Напруження перевищувала (R_{cr}^0), відбувався розвиток мікротріщин в часі і зниження швидкості ультразвуку на перших порах. З часом швидкість ультразвуку стабілізувалася і навіть починала зростати. При дії напруження, що перевищує

міцність бетону при тривалій дії навантаження (R_{bl}), розвиток мікроруйнувань носив затухаючий характер, але повністю не припинявся. З часом відбувалося руйнування бетону. Ущільнення структури бетону при $R_{cr}^0 < \sigma_0 < R_{bl}$ можна пояснити підвищенням межі мікротріщиноутворення внаслідок збільшення міцності бетону.

У роботі В.Г. Щелкунова [18] відзначалося, що поступове навантаження в окремих випадках збільшує міцність бетону на 10-15 % (при поступовому навантаженні до руйнування).

Зменшення міцності бетону при зменшенні швидкості навантаження відмічали і інші дослідники [29]. Тривалість навантаження в цих дослідах складала від 1 до 6 діб. За результатами виконаних досліджень зроблений висновок про те, що при стискуванні у бетоні протікають паралельно два протилежні процеси - ущільнення і розущільняє. Від історії навантаження залежить, який з цих двох процесів буде переважаючим при певному рівні напруження.

Слід особливо відмітити, що нині відсутні експериментальні дослідження по отриманню параметрів діаграми деформації бетону при тривалій дії навантаження або тривалих діях зворотного знаку. Відсутність таких досліджень пояснюється декількома причинами. В першу чергу, це труднощі при дослідженнях бетону при тривалій дії навантаження на спадаючій ділянці деформації. Можна відмітити і певну незацікавленість в результатах таких досліджень. Як відомо, норми проектування не допускають експлуатацію бетонних і залізобетонних елементів при високих рівнях навантаження. Але існують випадки, коли необхідно не лише точно оцінити поточний стан конструкції, але і дати прогноз подальшої поведінки. До таких випадків відносяться, наприклад, необхідність збільшення навантаження на експлуатовані конструкції, можливість експлуатації при розвитку нерівномірних деформацій основи і тому подібне.

Виключення складають роботи [17] у яких викладені результати досліджень властивостей бетону при тривалій дії змінного в часі навантаження, при якому відбувалося руйнування його структури (короткочасне стискування зі значним

перевищенням або досягненням деформаціями значень, близьких до відповідної вершини діаграми деформації бетону).

На підставі проведеного огляду досліджень в області теорії і методів розрахунку ЗБК при різних видах і режимах навантаження для визначення міцнісних характеристик перерізів залізобетонних елементів рекомендується модель "еквівалентного перерізу" [8, 21-23, 31]. Основні передумови і положення, прийняті в моделі, апробовані при рішенні завдань стійкості, вигину статично невизначних балок (в т.ч. і балок на основі, що деформується), інших завдань. Зручність моделі полягає в тому, що в її рамках можна враховувати вплив умов на контакт (поперечне обтискання, тертя), а також виконувати розрахунок при повторюваних і знакозмінних режимах навантаження. Така модель може бути використана при рішенні завдань, пов'язаних з визначенням НДС ЗБК.

У рамках моделі як розрахунковий приймається такий переріз, деформації якого дорівнюють середнім деформаціям на ділянці між суміжними тріщинами, якщо такі є. Цей підхід дозволяє усунути розривність функції жорсткості при визначенні НДС перерізу [4] до і після утворення тріщин і користуватися одним емпіричним коефіцієнтом для обліку роботи розтягнутого бетону.

Діаграма " σ - ϵ " бетону може бути прийнята у вигляді діаграми Прандтля. Це допущення дозволяє отримувати з досить високою точністю прості рішення для стислих елементів, особливо в тих випадках, коли форми зігнутої осі набуває у вигляді півхвилі синусоїди. Для згинальних елементів це допущення дає деякий запас міцності, і ця обставина вимагала проведення досліджень для отримання параметрів повної діаграми стискування бетону. В результаті проведених досліджень були підготовлені пропозиції по нормуванню параметрів діаграми " σ - ϵ " бетону [32].

До недоліків моделі можна віднести складність опису трансформації основних параметрів залежності " σ - ϵ " бетону при тривалій дії навантаження. Між тим, особливо для конструкцій, що знаходяться в експлуатації тривалий час, доцільним було б вести розрахунки з урахуванням змінних в процесі навантаження

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

характеристик матеріалів, а також суцільності матеріалу.

Застосування діаграми Прандтля також можливо шляхом її трансформації. Для цієї мети вводяться поправочні коефіцієнти α і α_t до R_b [34]. Це дозволяє звести до мінімуму розбіжності між результатами розрахунків із застосуванням "істинної" і трансформованої діаграмами Прандтля.

В нормативному документі ДБН В. 2.6-160 : 2010 [4] (п. підрозділ 5.7.2) вказано, що при розрахунках СЗБК приймаються характеристики бетону і арматури відповідно до ДБН В. 2.6-98 : 2009 [32], а сталевих балок - відповідно до ДБН В.2.6-163: 2010 [21]. У усіх вище перерахованих НД відсутні передумови і методики розрахунку НДС і несучої здатності СЗББ з урахуванням впливу малоповторюваних і знакозмінних режимів навантаження.

Вище відмічене свідчить про доцільність вибору цього напрямку досліджень - роботи СЗББ при різних режимах навантаження.

1.2. Експериментально-теоретичні дослідження балок із сталезалізобетону

Первинна більшість експериментів виконувалися на натурних конструкціях, наприклад, при прийманні нових мостів і після їх багаторічної експлуатації [26]. При таких випробуваннях конструкції не доводилися до руйнування; максимальне навантаження приймалося рівним нормативним. Величини напруження в конструкціях при цьому виходили менше тих величин, які приймалися як допустимі. Методи розрахунку міцності нормальних перерізів СЗБК розроблялися на основі численних експериментальних досліджень.

До перших з відомих випробувань складених балок, що проводилися в лабораторних умовах, відносяться досліді [27]. Ці випробування показали, що складені балки, запроектовані по допустимій напрузі, мають значні резерви несучої здатності.

Можливість застосування методу граничної рівноваги для розрахунку несучої здатності СЗБК підтвердили численні експериментальні дослідження [18-

22 та ін.].

У роботі [26] запропоновано приймати для бетону збільшені розрахункові опори, пов'язані з граничними деформаціями. Проте при складанні НД вказана пропозиція не була прийнята, оскільки припущення про пружну роботу бетону при наближенні його деформацій до граничних суперечать один одному.

Відповідно до [32] приймається, що по усій площі поперечного перерізу сталевих елементів діє розтягуюча Напруження, рівна межі текучості сталі. Напруження в стислій зоні бетону приймається рівними R_b . Такий підхід до розрахунку конструкцій не може бути визнаний загальним, оскільки деформація стискування бетону при руйнуванні є величиною обмеженою, а текучість матеріалу сталевих балок може і не поширюватися по усьому перерізу.

Дослідження М.М. Стрілецького, що проводилися на початку 60-років і узагальнені в роботі [16], покладені в основу нормативних документів за розрахунком міцності сталезалізобетонних пролітних будов мостів [14].

Граничний стан конструкцій вважався досягнутим, якщо [38]:

- розтягуюча Напруження на крайній фібрі досягла розрахункового опору сталі при вигині $R_{b,u}$;
- стискуюча Напруження на крайній фібрі сталевих верхнього пояса досягла величини $m_2 R$, де m_2 – коефіцієнт умов роботи;
- середні відносні деформації стислого бетону досягли граничних значень.

Значення коефіцієнта m_2 , що враховує стримуючий вплив бетону плити на розвиток пластичних деформацій в сталевому стислому поясі, приймається рівним 1,0... 1,2. Граничні відносні деформації стислого бетону приймаються в межах 0,0019... 0,0016.

Вказаний метод розрахунку міцності нормальних перерізів сталобетонних балок істотно уточнював результати розрахунку порівняно з "пружними" методами. В той же час, зіставлення експериментальних і теоретичних даних [16] виявило значний запас міцності (до 20%), що не враховується Нормами [14]. Це пов'язано з ігноруванням роботи сталевих балок за межею пружності, а також прийняттям

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

постійної величини граничної відносної деформації стискування бетону, хоча вона змінюється в досить широкому діапазоні [38].

У подальші роки роботи за оцінкою міцності сталевих і СЗБК мостів розвивалися у напрямі уточнення розрахунку за рахунок обліку пластичних деформацій бетону і сталі [28]. У роботі М.Л. Чернова і Б.І. Любарова [29] пропонувалася методика, де в якості критерію граничного стану сталезалізобетонної конструкції по міцності використовувалися не лише граничні деформації бетону, але і обмежені залишкові пластичні деформації сталеві частини балки. Формули для розрахунку міцності мали вигляд, прийнятий в розрахунках по пружній стадії, але відрізнялися системою поправочних коефіцієнтів. Величини коефіцієнтів встановлювалися методом послідовних наближень.

А.А. Кобенко [28] виконав аналіз роботи сталезалізобетонних перерізів і вивів формули для розрахунку міцності. Як критерій вичерпання несучої здатності прийнято досягнення деформаціями сталі і бетону граничних значень. Розглянуті 12 випадків розподілу напруження по висоті перерізу. Отримані залежності дозволили обгрунтовано підійти до визначення граничного стану і, отже, повніше використати наявні резерви міцності матеріалів.

У Нормax [14] прийнятий метод обліку повзучості, запропонований М.М. Стрілецьким [16]. Особливістю методу є зневага власною вигинистою жорсткістю залізобетонної плити (названий тому метод "тонкої плити"). Цей метод застосовний, якщо жорсткість $E_b I_b$ залізобетонної частини конструкції не перевершує 20% жорсткості сталеві частини [18].

У роботі Н.Н. Стрілецького [15] і ДБН В.2.3-14: 2006 [5] облік пластичних деформацій сталі СЗБК мостів робиться введенням поправочних коефіцієнтів до моментів опору сталевих балок. Використовуючи метод "тонкої плити", робота залізобетону враховувалася як дія на сталеву балку розвантажуючої сили, рівної внутрішньому стискаючому осьовому зусиллю N в плиті, тобто приймається допущення про постійність осьового зусилля N при розвитку пластичних

деформацій в нижній зоні сталевій балки. Умовність допущення компенсується прийняттям для бетону діаграми Прандтля [18].

Викладені методи розрахунку [39] дозволяють повніше використати пружно-пластичні властивості матеріалів, що дає можливість зменшити розміри поперечного перерізу складеної балки. Проте такий підхід не може охопити усе різноманіття типів складених перерізів, незважаючи на велику кількість коефіцієнтів, запропонованих в роботі [29].

Питання про характер роботи сталезалізобетонних конструкцій в стадіях, близьких до вичерпання несучої здатності, розглянутий в роботі [10]. Розрахунок міцності нормальних перерізів складених балок з урахуванням пластичної роботи матеріалів пропонується робити МСЕ. Такий підхід останнім часом знаходить широке застосування [23].

У роботі [11] для вивчення процесу перерозподілу напруження у збірно-монолітних конструкціях в умовах тривалої дії навантаження випробовувалися зразки з перерізом у вигляді сталевих двотаврових балок, об'єднаних з бетонними плитами. Сталеві балки імітували збірні залізобетонні елементи, тривалі процеси в яких вже закінчилися. Отримані результати свідчать про значний перерозподіл зусиль між елементами конструкцій при тривалій дії зовнішнього навантаження [28].

Визначення НДС збірно-монолітних конструкцій з урахуванням чинника часу запропонований А.Б. Голишевим [12]. Він ґрунтований на модернізованій теорії старіння і містить ряд допущень, що значно полегшують облік впливу повзучості бетону. Згідно з передумовами, що приймаються, інтегральні рівняння теорії повзучості лінеаризуються і замінюються алгебраїчними. Метод простий і зручний при використанні в практичних розрахунках [28].

Наближений метод обліку повзучості бетону в сталобетонних конструкціях був розроблений проф. Є.Є. Гибшманом [40]. Суть методу полягає в тому, що для бетону при постійних зовнішніх діях приймається незмінний ефективний модуль пружності $E_b = 0,4 E_{b,0}$. Недоліком методу є прийняття постійним величини

ефективного модуля, що не відбиває різноманіття чинників, що впливають на повзучість бетону (умови твердіння, клас бетону, вік у момент завантаження і так далі [18]).

Усі розглянуті вище пропозиції стосувалися лише впливу повзучості і усадки на НДС складових елементів в експлуатаційній стадії. Дослідження впливу тривалих процесів на несучу здатність сталобетонних балок в достатніх об'ємах не проводилися. Не випадково, в чинних нормах вказівки по обліку такого впливу або взагалі відсутні, або зводяться до украй спрощених рекомендацій, наприклад, в роботі [14] при розрахунку складених перерізів на дію постійних навантажень розрахункові опори просто знижуються на 20% [18].

У роботі Ю.Г. Аметова [28] викладені результати досліджень впливу режиму вантаження і тривалої витримки під навантаженням на несучу здатність сталобетонних балок. Для цієї мети був розроблений аналітичний апарат для розрахунку короточасної і тривалої (після догруження і витримки під навантаженням) міцності по нормальних перерізах. Вивчався вплив характеру і тривалості короточасного ступінчастого навантаження. Було встановлено, що такий вплив незначний і сумірний з величиною статистичного розкиду експериментальних даних, а значить розрахунок можна робити без урахування чинника часу.

Було встановлено позитивний вплив попередньої витримки під навантаженням на величину несучої здатності при подальшому довантаженні, причому цей вплив був відчутніший при більш високому рівні попереднього навантаження. При однаковому рівні попереднього вантаження несуча здатність опинилася вища біля тих зразків, які знаходилися довше під навантаженням.

У роботі Ю.М. Фабрики [13] викладені результати експериментальних досліджень тривалої міцності СЗББ. Випробуванням при постійному і повторному режимах навантаження піддавалися дві групи балок. Для балок, випробуваних при тривалій дії навантаження, спостерігалось загасання деформацій в стислій і розтягнутій зонах. При малоциклових повторюваних режимах навантаження деформації бетону стислої зони зменшувалися, а деформації розтягнутої зони

збільшувалися в порівнянні з деформаціями від тривалої дії навантаження. Отримані дані мають практичне значення і можуть бути використані при перевірці розробленого аналітичного апарату за розрахунком СЗББ при малоциклових повторюваних і знакозмінних режимах навантаження.

В роботі А.А. Богданова, М.Г. Карповського і В.Н. Шумиліна [10] приведені результати випробувань СЗББ при дії навантаження, що багаторазово повторюється. Балки були випробувані при вільному спиранні на дві опори двома зосередженими багаторазово повторними зусиллями, прикладеними в третинах прольоту. Навантаження створювалося за допомогою спеціальних домкратів, працюючих в парі з гідропульсаторами. Оцінка динамічної дії робилася шляхом порівняння міцності конструкцій при динамічних і статичних навантаженнях. Результати випробувань показали, що абсолютна межа витривалості СЗББ може бути прийнята рівним $\rho=0,5$.

У роботі М.Ю. Ізбаша [15] приведені нові конструктивні рішення сталезалізобетонних перекриттів з локальною і технологічною попередньою напругою основних несучих елементів для умов реконструкції будівель. Заздалегідь напружені балки виготовляють, приварюючи до верхньої полиці вуса-анкера. Арматурну сітку плити закріплюють на існуючому дерев'яному перекритті. У ряді випадків, як відмічає автор, доцільно виконати локальну попереднє напруження сталевих балок, яка може бути створена як до, так і після бетонування плити.

Попередня Напруження по першому варіанту здійснюється після бетонування плити шляхом приварювання до стінок балки з двох сторін стержнів високоміцної арматури, які відтягують за допомогою гвинтового домкрата і фіксують привареними до стінки упорами. Другий варіант передбачає монтаж балок з попередньою напругою.

Для підвищення ефективності локальної попередньої напруження встановлюють додаткові стійки під балками. Після видалення додаткових стійок змінюється статична схема роботи балки за рахунок додатка навантаження від свіжоукладеного бетону.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

У роботі В.В. Асанова [6] приведений опис конструктивного рішення СЗББ з використанням заздалегідь напружених сталевих балок шляхом натягнення додатково привареної до них стержневої арматури класу А500С. Приведена технологія виконання попередньої напруження і методика розрахунку таких конструкцій. Величина граничного вигинаючого моменту визначається по рекомендаціях [7]. Запропонований спосіб дозволяє здійснити реконструкцію і нове будівництво будівель збільшених прольотів з досягненням економії матеріальних і енергетичних витрат.

У інших роботах наукової школи А.Л. Шагіна (А.Л. Шагін, Р.Н. Шемет, М.Ю. Ізбаш, В.В. Асанов та ін. [18]) викладаються різні варіанти викладених раніше [15] способів використання попередньої напруження при виготовленні СЗБК перекриттів.

У роботі В.Ф. Снітко [11] приведений розрахунок нерозрізних СЗБК пролітних будов мостів з монолітною залізобетонною плитою проїжджої частини з урахуванням стадійності монтажу і повзучості бетону при будівництві і реконструкції. Представлені результати досліджень сталезалізобетонного моста з монолітною плитою проїжджої частини за схемою 3х63 м.

Як окремий випадок СЗББ можуть розглядатися балки з жорсткою арматурою. Розвиток методів розрахунку таких конструкцій також йде шляхом застосування моделей, ґрунтованих на реальних діаграмах матеріалів. У роботі [13] викладена методика розрахунку згинних елементів з жорсткою і стержневою арматурою в стислій і розтягнутій зонах. Такі конструкції ефективні при необхідності сприйняття великих навантажень при незначній загальній висоті перерізу. Розглядається робота елемента в загальному випадку в умовах двовісного напруженого стану.

В цілях обґрунтування гіпотез, прийнятих в запропонованих моделях деформаційного розрахунку міцності і витривалості нормальних перерізів при короткочасному, тривалому і малоцикловому навантаженнях, а також для перевірки точності спрощених методів розрахунку виконані експериментальні дослідження сталезалізобетонних згинних елементів на дію короткочасного і тривалого, а

також малоциклового навантаження.

Результати експериментальних досліджень показали, що при статичному короткочасному, тривалому і малоциклового навантаженнях усі дослідні балки зруйнувалися по нормальному перерізу із-за роздроблення бетону, внаслідок досягнення напругою в стислій зоні залізобетонної плити граничних значень. У нижній полиці сталевих балок в зоні максимальних згинаних моментів утворилися пластичні деформації, потім вони поширювалися по висоті перерізу і по довжині елементів, що призводило до фізичного руйнування експериментальних СЗББ.

На характер розвитку повних і залишкових деформацій бетону і сталі, а також прогинів СЗББ впливають діаметр і крок сталевих анкерних стержнів і, як наслідок, міра податливості контакту шарів "сталь-бетон".

Відбуваються зміни деформацій розтягнутої зони сталевих балок і бетону плит стислої зони, при короткочасному, тривалому і малоциклового навантаженнях. У розтягнутій і стислій зонах розвиваються деформації з різною інтенсивністю на всьому протязі випробувань, найбільш помітні зміни відбуваються в початковий період навантаження. Експериментальні дослідження дозволили встановити, що збільшення податливості анкерного з'єднання приводить до збільшення деформацій сталевої балки і бетону, прогинів випробуваних зразків, до зміни розподілу деформацій матеріалів по висоті перерізу, а також до зниження міцності експериментальних СЗББ при статичному і витривалості при малоциклового навантаженнях.

На підставі проведеного огляду досліджень в області роботи СЗББ при різних режимах вантаження було встановлено, що для таких конструкцій малодослідженим питанням залишається робота при повторюваних і знакозмінних режимах. Для вирішення вказаного завдання необхідно провести спеціальні дослідження, оскільки перерозподіл зусиль в СЗББ має бути більшим, ніж в залізобетонних. Розроблений розрахунковий апарат з певними коригуваннями може бути поширений і на залізобетонні згинні елементи складеного перерізу (збірно-монолітні).

Таким чином, суть розрахунку СЗББ зводиться до визначення НДС усієї

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

системи, включаючи опори. Обліком непружної роботи залізобетону, сталі, опор досягається відповідність реальної конструкції і моделі. Деформація статично визначної системи після досягнення критичного навантаження можливо лише при характері "падаючого" навантаження. Стосовно розрахунків при спільній дії силових і деформаційних чинників, коли силове навантаження є практично постійним (за винятком випадків розвантаження після появи перших ознак руйнування), а змінюються незалежні від силових дій деформації основи, такий підхід був уперше запропонований в роботі [10].

Оскільки виконується розрахунок по граничних станах другої групи з оцінкою деформативності системи, повинні виконуватися основні вимоги, що забезпечують придатність системи до нормальної експлуатації (не допускається руйнування хоч би одного перерізу балки, а прогини і ширина розкриття тріщин не повинна перевищувати допустимих величин).

У зв'язку з цим, було б доцільним розробити розрахункову методику для загального випадку вигину (при дії одноразового, малоциклових повторюваних і знакозмінних режимів навантаження) з урахуванням усього накопиченого експериментального і теоретичного матеріалу.

Нині, незважаючи на прийняття ДБН В. 2.6-160 : 2010 [4], відсутні практичні методи розрахунку СЗБК при різних видах (короткочасна або тривала дія навантаження) і режимах (одноразове, повторні, знакозмінні) навантаження. У цьому НД приведені загальні стани по методах розрахунку. У ДБН В.2.3-14: 2006 [5] приведені методики розрахунку СЗБК мостів. Адаптація методів розрахунку СЗБК мостів до розрахунку елементів перекриттів вимагає спеціального обґрунтування.

1.3. Методи розрахунку залізобетонних і сталезалізобетонних конструкцій з урахуванням нелінійної роботи матеріалу

Розрахункові схеми окремих елементів і будівель в цілому при розрахунках на комбінації силових і деформаційних дій, як правило, є складними. Тому, незважаючи на розвиток засобів обчислювальної техніки, застосовують заміщаючі

і спрощуючі моделі, які дозволяють з різною мірою достовірності вирішувати вказані завдання.

Усе наявне різноманіття розрахункових схем можна класифікувати за декількома основними ознаками:

- за характером просторової роботи - на одно-, двух- і тривимірні;
- за характером невідомих - на дискретні, дискретно-континуальні і континуальні.

Розрахункова схема у вигляді балки на пружній основі або на зміщуючихся опорах для балок і будівель в цілому широко застосовувалася раніше і застосовується нині [13, 40]. При розробці практичних методів розрахунку йшли шляхом відшукування не окремих зайвих невідомих, а зусиль і переміщень, узагальнюючих великі групи невідомих, відповідно оперуючи узагальненими характеристиками міцності складових елементів. Від узагальнених зусиль, знаючи закони їх розподілу по окремих конструкціях або зв'язках, переходили до окремих зайвих невідомих зусиль.

Розвиток обчислювальних комплексів на базі МСЕ дозволяє їх широко використати для вирішення практичних завдань стосовно теми роботи.

У роботі И.В. Саннікова, Ю.І. Шапоренко і С.А. Демченко [31] приведені результати розрахунків багатоповерхових житлових будівель в монолітному залізобетоні на кліматичні дії. Такі розрахунки були виконані для перевірки правильності призначення довжини температурних відсіків будівель. Необхідність в проведенні розрахунків виникла у зв'язку з тим, що будівлі (одно - побудоване в м. Біла Церква, інше - в м. Києві) за час експлуатації з кінця 80-х років минулого століття отримали дефекти у вигляді тріщин з шириною розкриття, що перевищує нормативні обмеження.

Для повного і точного уявлення про роботу будівлі була розроблена чисельна модель будівлі при спільній дії силових і температурно-кліматичних чинників. Дослідження НДС будівлі були виконані з використанням обчислювального комплексу Scad. Розрахунок будівлі був виконаний на різні комбінації зусиль і дій, що дозволило встановити величини і розподіл горизонтальної напруження, яка

могла викликати появу горизонтальних тріщин. Виконаний аналіз розподілу горизонтальної напруженості в стінах будівлі дозволив зробити висновок про те, що запропонована чисельна модель адекватна натурі і може застосовуватися для прогнозу поведінки будівель при спільній дії силових і температурно-кліматичних чинників.

В роботі И.В. Саннікова і В.А. Левченко [22] розглянуто НДС аварійної частини житлової дев'ятиповерхової будівлі серії 87-019, важкого тіла, що піддалося удару, і вибуху боєприпасу. Конструктивна система будівлі - жорстка з подовжніми несучими стінами. Просторова жорсткість будівлі забезпечується спільною роботою подовжніх несучих стін і поперечних, горизонтальних дисків перекриттів і покриття. Для оцінки механізму стискування несучої стіни внаслідок удару і вибуху була розроблена розрахунково-експериментальна модель цілої будівлі, яка відповідала натурній моделі деформації його аварійної частини. Виконаний аналіз розподілу напруженості в стінах будівлі дозволив зробити висновок про те, що запропонована модель механізму стискування цілком адекватна натурі і може застосовуватися надалі для прогнозу поведінки аварійної частини будівлі при вантаженні на стадії відновного ремонту і при експлуатації.

У роботах [36, 37] приведені методики обстеження і розрахунку як окремих елементів (балок із сталезалізобетону), так і будівель в цілому для подальшого обґрунтування можливості зміни функціонального призначення і конструктивної системи. Необхідність в цьому виникає за умови, якщо побудована будівля за своїми параметрами не відповідає вимогам, які пред'являються до об'єктів нового призначення.

Визначення можливості зміни конструктивного рішення при зміні функціонального призначення за результатами виконаного обстеження не завжди можливо. Часто визначальною є необхідність аналізу роботи конструкцій після передбачуваної зміни конструктивної системи. При цьому враховується характер зміни конструктивної системи, збільшення або зменшення величин навантажень і схеми їх передачі на несучі конструкції, а також можливі осідання земної поверхні внаслідок підробки або просадки. Прогноз таких деформаційних дій після закриття

шахт у більшості вуглевидобувних районів України є досить складним завданням, рішення якого в повному об'ємі неможливе. У зв'язку з цим, враховуючи накопичений досвід, можна провести моделювання і, на його основі, прогнозування поведінки будівельних конструкцій будівель і споруд після зміни конструктивної системи шляхом створення розрахункових схем, що найбільш повно враховують особливості деформації реальних конструкцій під навантаженням.

Запропонована методика була використана при проведенні реконструкції двоповерхової будівлі колишнього гуртожитку у зв'язку зі зміною функціонального призначення.

У роботі [28] приведена методика моделювання технічного стану будівельних конструкцій експлуатованих будівель і споруджень МСЕ з метою визначення зусиль і подальшого розрахунку для обґрунтування можливості продовження терміну експлуатації (перепризначення ресурсу). Технічний стан запропоновано визначати за результатами виконаного обстеження. Моделювання технічного стану конструкцій (наявність тріщин, прогинів і переміщень і тому подібне) робиться МСЕ шляхом зміни міцнісних характеристик. Приведені результати моделювання деяких будівель. Міцнісні характеристики елементів і основи, а також фактичні величини навантажень, приймалися за даними обстеження. Основа моделювалася кінцевими елементами типу СЕ- 51. Жорсткість цих елементів приймалася рівній жорсткості замінюваних ділянок ґрунту, а в місцях регулярного замочування ґрунтів - зменшеною, моделюючи тим самим розвиток нерівномірних осідань основи. У місцях розташування тріщин жорсткісні характеристики стержневих елементів, що моделюють стіни, приймалися на 2...3 порядку менше інших.

Зміна міцнісних характеристик елементів дозволила визначити ширину розкриття тріщин (відстані між вузлами) в моделі і порівняти її з отриманою при обстеженні. Введення в розрахункову схему додаткових елементів дозволило змоделювати посилення стін, визначити зусилля і підібрати перерізи елементів посилення. При цьому повинні дотримуватися усі вимоги і обмеження, приведені в чинних нормативних документах [4, 5].

Таким чином, до теперішнього часу методи розрахунку окремих будівельних

конструкцій і будівель в цілому на основі, що деформується, на базі теорії лінійно-деформованих тіл розроблені досить повно. Відома невизначеність (відсутність реальних залежностей "момент - кривизна" для перерізів балок при різних режимних навантаженнях і "навантаження-осідання опори" для ґрунту) при призначенні початкових даних і уточненні їх в процесі навантаження визначає той факт, що порівняно прості методи розрахунку [13, 14], ґрунтовані на застосуванні балочних розрахункових схем, матимуть широке поширення, в т. ч. і для розрахунку НДС балок із сталезалізобетону.

1.4. Висновки і завдання досліджень

На підставі проведеного огляду зроблені наступні висновки.

1. Небагаторазово повторний і знакозмінний режими навантаження можуть виникнути в процесі експлуатації при зміні схеми передачі навантаження, розвитку нерівномірних деформацій основи і тому подібне. Нині розроблені методи розрахунку залізобетонних балок при різних видах і режимах навантаженнях. Для СЗББ необхідно удосконалити методи оцінки несучої здатності при різних режимах навантаження з урахуванням накопиченого експериментально-теоретичного матеріалу, що вимагає проведення додаткових досліджень.
2. Для опису властивостей СЗББ при визначенні НДС і несучої здатності необхідно використати модель "еквівалентного перерізу", розроблену в НДІБК для розрахунку стержневих елементів. Модель "еквівалентного перерізу" може бути застосована як в точному, так і в інженерному (спрощеному), варіантах. Застосування моделі для розрахунку балок із сталезалізобетону дозволить визначити не лише несучу здатність, але і залежності "момент-кривизна" і НДС на протязі всього процесу навантаження.
3. Характеристики матеріалів експлуатованих будівель і споруд необхідно отримувати в результаті обстежень. Наявність таких даних дозволить виконати моделювання конструкцій (наприклад, МСЕ), визначити зусилля в елементах розрахункової схеми і зробити висновки про можливість подальшої експлуатації. Розрахунки необхідно робити із застосуванням розрахункових схем і моделей, що

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

відбивають специфіку деформації усіх елементів. Пропозиції по обліку властивостей балок із сталезалізобетону, представлені в зручній формі, нині потребують удосконалення.

Ці висновки зумовили завдання данних досліджень.

1. Виконати аналіз результатів досліджень в області визначення НДС і несучої здатності СЗББ сформулювати передумови і допущення, розробити метод розрахунку таких конструкцій при малоповторюваних і знакозмінних режимах навантаження.
2. Розробити методику і провести експериментальні дослідження впливу різних режимів навантаження на НДС і несучу здатність СЗББ.
3. Розробити інженерний метод визначення параметрів НДС і жорсткості перерізів СЗББ при різних режимах навантаження.
4. Оцінити точність і надійність запропонованого методу розрахунку.
5. Впровадити отримані результати при рішенні практичних завдань.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

Розділ 2

Експериментальні дослідження балок із сталезалізобетону при малоповторюваних і знакозмінних режимах навантаження

2.1. Конструкції експериментальних зразків

Основні експериментальні зразки (рис. 2.1) були об'єднаними в одно ціле залізобетонну плиту (1) і сталеву балку (2).

Сталева балка мала двотавровий переріз, складений з двох швелерів №10. Спільна робота залізобетонної плити і сталеві балки аж до руйнування забезпечувалася жорсткими кутковими упорами (3) і петлевими анкерами (4). Такий спосіб забезпечення спільної роботи залізобетонної плити і сталеві балки рекомендований діючими НД [4, 5] і був застосований в роботі [28]. Зварювання швелерів здійснювалося в спеціальному кондукторі переривчастими швами ділянками завдовжки 100 мм, що значною мірою дозволило уникнути деформації сталеві балки внаслідок появи залишкової зварювальної напруженності (рис. 2.2). Випробування допоміжних зразків (кубів, призм, фрагментів швелерів) дозволили отримати дані про фізико-механічні характеристики застосованих матеріалів.

Всі основні і допоміжні зразки виготовлялися з бетону одного складу. Витрата матеріалів на 1м³ суміші складала: цементу - 440 кг, піску - 660 кг, щебеня - 1150 кг, води - 153 л, хімічної добавки (релаксол-лідер) - 17 кг. Водоцементне співвідношення складало В/Ц=0,35, осідання конуса — 14...15 см. Проектний клас бетону по міцності на стискування - С25/30 (В30).

Зразки були виготовлені на полігоні заводу залізобетонних виробів ТОВ "ТММ-Будкомплект". Для приготування бетону були застосовані портландцемент марки М500 ВАТ "Балцем" (м. Балаклея), щебінь ТОВ "Граніт" (с. Миропіль Запорізької обл.) крупністю 5...20 мм, природний рядовий пісок ТОВ "Запорізький річковий порт".

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

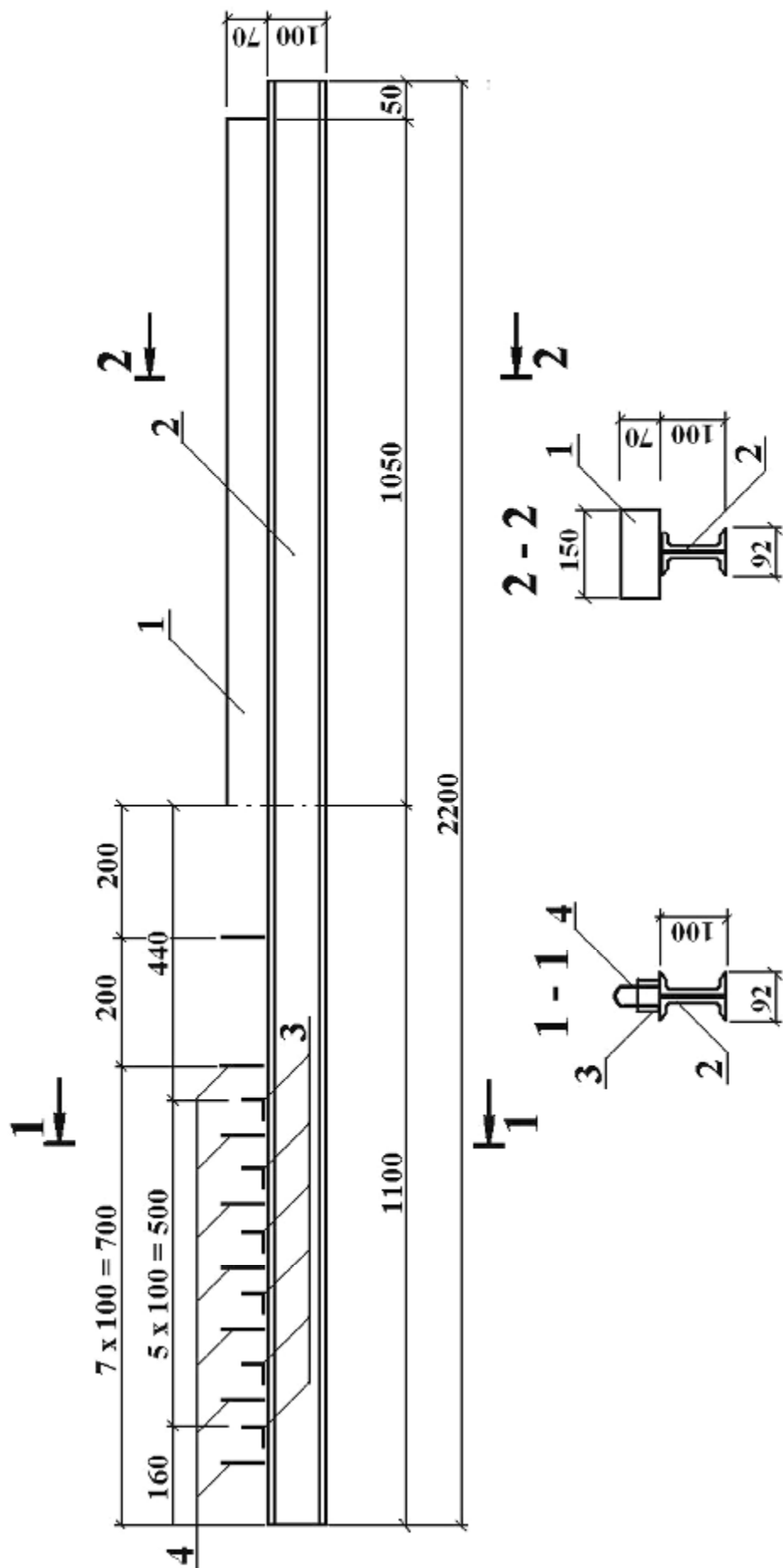


Рис.2.1. Конструкція основних зразків (стале залізобетонних балок)



Рис. 2.2 Вид виготовлених сталевих балок з привареними упорами, петлевими анкерами і арматурою

Дозування складових робилося за допомогою вагових дозаторів заводського БЗВ. Перемішування бетонної суміші робилося у бетономішалці вільного падіння об'ємом 0,75 м³. Час перемішування склав 3...5 хв. На полігон суміш доставлялася в цебрі.

Виготовлення балок із сталезалізобетону робилося в два етапи. Спочатку в дерев'яній опалубці виготовлялися бетонні плити. Опалубка була встановлена на вібростолі і повністю заповнювалася бетонною сумішшю. Після укладання в опалубку суміш ущільнювалася.

Після закінчення ущільнення бетонної суміші, у бетон "вставлялася" упорами металева балка балок (рис. 2.3). Проектне положення балки фіксувалося цвяхами, встановленими на торцевих дошках опалубки. Після фіксації сталевий балки в проектному положенні у верхню частину додавали бетон, що забезпечило заповнення порожнеч, що утворилися під анкерами, привареними до верхнього пояса.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата



Рис. 2.3. Виготовлення балок із сталезалізобетону

Допоміжні зразки (стандартні куби і призми) для визначення міцнісних і деформаційних характеристик бетону бетонувалися одночасно з основними в металевій інвентарній і дерев'яній опалубці.

Після розпалублення яких-небудь дефектів виготовлення (раковин, порушень зчеплення бетону із сталевую балкою і тому подібне) помічено не було.

Всього було виготовлено 1 партію основних зразків у кількості 15 шт. Частина основних зразків призначалася для випробувань при короточасній дії одноразового, небагаторазово повторного і знакозмінного навантажень (11 зразків), а частина (4 зразки) - при тривалій дії одноразового, небагаторазово повторного і знакозмінного навантаження.

Впродовж семи діб зразки знаходилися в опалубці під шаром вологої тирси. Після розпалублення основні і допоміжні зразки перевозилися у випробувальний зал, де і зберігалися в нормальних температурно-вологісних умовах до початку і в процесі випробувань.

При розробці конструкцій зразків використані ці роботи [18].

2.2. Обладнання і методика випробувань балок із сталезалізобетону при малоповторюваних і знакозмінних режимах навантаження

Методика випробувань при короточасній дії небагаторазово повторного і знакозмінного навантаження розроблялася з таким розрахунком, щоб отримати

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

максимальний об'єм інформації про НДС системи. Балки випробовувалися за схемою чотирьохточкового вигину.

Для проведення намічених програмою експериментальних досліджень використане існуюче в НДІБК устаткування [22, 28] для проведення випробувань залізобетонних балок і призм. Оскільки результати випробувань намічалось піддати детальному теоретичному аналізу із залученням розроблених моделей, а також враховуючи, що розміри зразків були близькі до натурних, для підвищення інформативності експерименту з позицій збільшення варіантів завантажень прийнято було доцільним відмовитися від зразків-двійників (окрім зразків серії КП). Випробування кожного зразка здійснювалися при індивідуальному режимі навантаження (таблиця. 2.1). Розшифровка маркіровки зразків (по режимах навантаження) : КП - короткочасне, одноразове "позитивним" моментом; КПОВ - короткочасне небагаторазово повторне; КЗН - короткочасне знакозмінне.

Балка КП- 1 була випробувана з метою відпрацювання методики випробувань. За результатами проведених випробувань були уточнені основні положення існуючої методики [22], зокрема, були вдосконалені опорні пристосування (рис.2.4). Це дозволило надійно встановлювати сталеві балки на кільцеві динамометри і надалі проводити випробування балок при різних режимах навантаження без додаткових витрат часу.

Випробування балок серій КП і КПОВ здійснювалися в такій послідовності. Зразок встановлювався на опорні пристосування установки. Горизонтальність залізобетонної плити контролювалася рівнем. Передача зусилля безпосередньо на балку робилася через одну рухливу (каткову) і одну нерухому опори.

У місцях передачі навантаження на балку від розподільної траверси робилася підливка з цементного розчину складу 1: 3 і встановлювалися розподільні пластини розмірами 100x100x10 мм.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

Програма експериментальних досліджень балок із сталезалізобетону при
короткочасній дії навантаження

Серії балок	Режим навантаження
КП-1	Одноразовий позитивним моментом (балка використана для відладки методики експерименту).
КП-2	Одноразовий позитивним моментом.
КП-3	Одноразовий позитивним моментом.
КПОВ-4	Небагатократне повторне навантаження позитивним моментом $M = 0,82 M_u$, розвантаження; навантаження $M = 0,93 M_u$, розвантаження; навантаження до руйнування $M = M_u$. Кількість циклів – 3.
КПОВ-5	Небагатократне повторне навантаження позитивним моментом до $M = 0,75 M_u$, розвантаження; навантаження до $M = 0,87 M_u$, розвантаження; навантаження до $M = 0,92 M_u$, розвантаження; навантаження до $M = 0,93 M_u$, розвантаження; навантаження до руйнування $M = M_u$. Кількість циклів – 5.
КПОВ-6	Небагатократне повторне навантаження позитивним моментом до $M = 0,84 M_u$, розвантаження; навантаження до $M = 0,94 M_u$, розвантаження; навантаження до $M = 0,99 M_u$, розвантаження; навантаження до руйнування $M = M_u$. Кількість циклів – 4.
КПОВ-7	Небагатократне повторне навантаження позитивним моментом. Цикл: навантаження до $M = 0,67 M_u$, розвантаження. Кількість циклів - 4. Навантаження до руйнування $M = M_u$.
КПОВ-8	Небагатократне повторне навантаження позитивним моментом. Цикл: навантаження позитивним моментом $M = 0,9 M_u$, розвантаження. Кількість циклів – 9. Навантаження до руйнування $M = M_u$.

КЗН-9	Знакозмінне навантаження: негативним моментом $M = 0,73 M_u$, розвантаження, навантаження позитивним моментом до руйнування $M = M_u$.
КЗН-10	Навантаження негативним моментом $M = 0,6 M_u$, розвантаження, навантаження позитивним моментом до руйнування $M = M_u$.
КЗН-11	Навантаження негативним моментом $M = 0,77 M_u$. Малоциклове навантаження. Цикл: навантаження позитивним моментом $M = 0,72 M_u$, розвантаження. Кількість циклів - 7. Навантаження до руйнування $M = M_u$.



Рис. 2.4. Вдосконалені опорні пристосування, використовувані при випробуваннях балок із сталезалізобетону

Для виміру подовжніх деформацій на базі 200 мм встановлювалися прилади ИГМ- 10. Прогини балок вимірювалися в трьох точках по довжині приладами ИЧ-10МН. Осадки опор контролювалися приладами ИГМ- 10, які були встановлені в кільцевих динамометрах.

Перед початком випробувань виконувалося центрування зразків. Воно робилося для забезпечення деформації без значних ексцентриситетів з площини дії навантаження. Для цього зразок кілька разів навантажувався пробним

навантаженням. Величина пробного навантаження приймалася такою, при якій абсолютні деформації по приладах И- 1 і И- 2 на стислій фібрі бетону дорівнювали приблизно 0,0004 е.о.д. (0,1 мм). Після декількох циклів навантаження і розвантаження за свідченнями приладів робився висновок про достатність центрування. Якщо показання приладів були нестабільними, зразок піддавався додатковому центруванню. При стабільних показаннях усіх приладів робилося подальше навантаження за розробленою програмою. Схема випробування балок і установки приладів приведена на рис. 2.5.

Вантаження балок КП-1-КПОВ- 6, КЗН-9-КЗН- 10 робилося східцями, по деформаціях. На перших східцях задавався крок по деформаціях приблизно 0,0004...0,0008 е.о.д. (0,1...0,2 мм) який, у міру навантаження і появи ознак руйнування бетону, зменшувався удвічі і складав приблизно 0,0002 е.о.д. (0,05 мм). Задана деформація контролювалася по одному з приладів ИГМ- 10 (як правило, И- 1). Рівень навантаження при випробуваннях інших балок визначався по кільцевих динамометрах.

На кожному ступені навантаження, окрім величини зовнішнього зусилля, вимірювалися прогини в трьох точках по довжині балок і осьові деформації бетону і сталевій балки в середньому перерізі.

Після досягнення заданого рівня величина навантаження на балку підтримувалася постійною деякий час (приблизно 3...5 хв.), упродовж якого контролювалися усі вищеперелічені параметри.

Навантаження робилося аж до вичерпання несучої здатності- руйнування стислого бетону залізобетонної плити. В якості несучої здатності приймалося максимальне навантаження, яке було прикладене до зразка (визначалася за свідченнями динамометрів). Руйнування балки починалося різким збільшенням швидкості деформації стислого волокна, а завершувалося выколом і роздробленням стислого бетону (рис. 2.5).

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

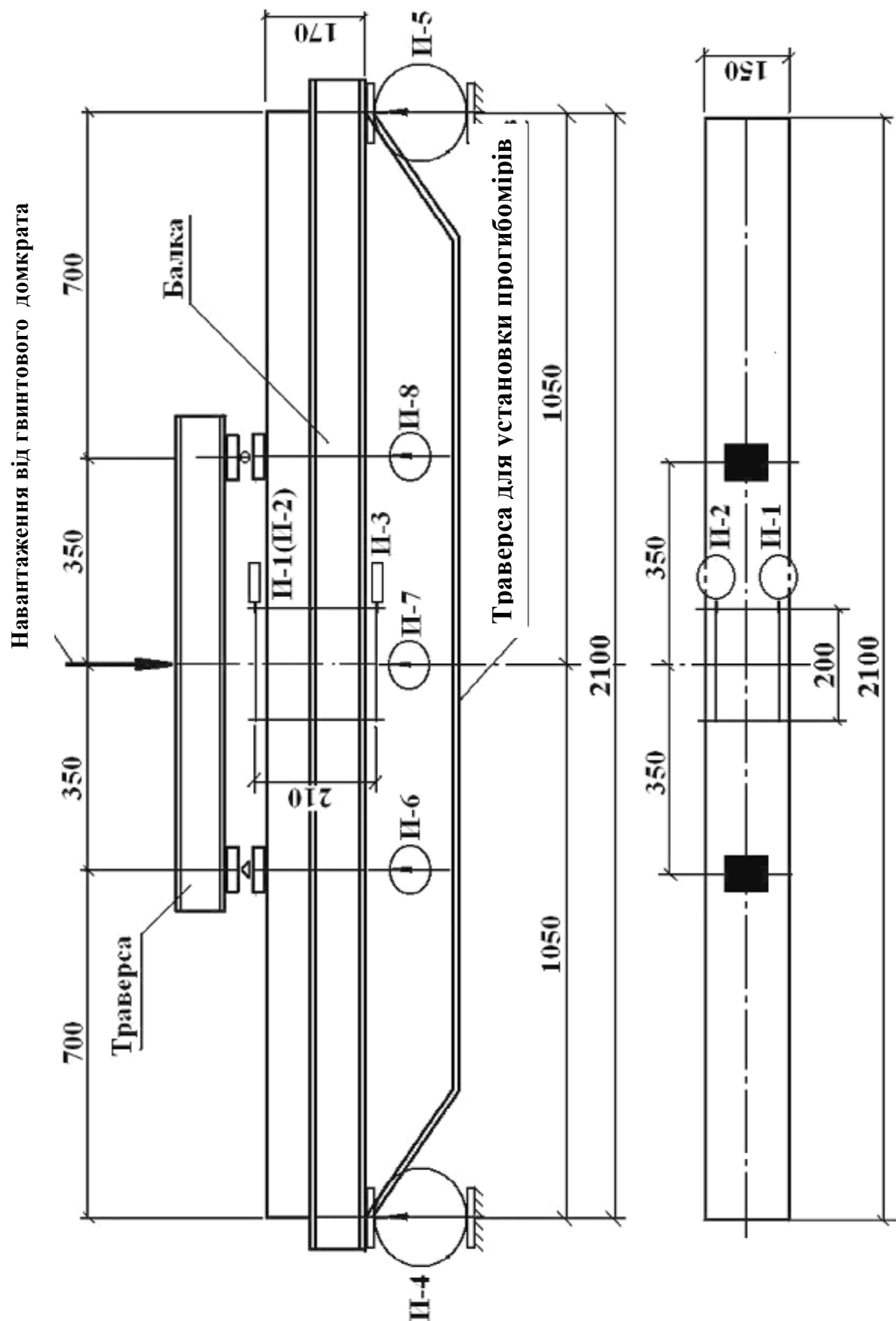




Рис. 2.6. Роздроблення бетону стислої зони балки КПОВ- 6



Рис. 2.7. Балка КЗН- 9 при навантаженні "негативним" моментом

Після досягнення заданого рівня навантаження робилося розвантаження балки, перестановка опор і навантаження "позитивним" моментом по описаній вище для балок серій КП і КПОВ схемі (рис. 2.8).

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата



Рис. 2.8. Балка КЗН- 9 при навантаженні "позитивним" моментом

Як і при випробуваннях балок серій КП і КПОВ, після досягнення заданого рівня навантаження як "негативним", так і "позитивним" моментами величина навантаження на балку підтримувалася постійною деякий час, упродовж якого контролювалися усі параметри НДС балки.

Таким чином, розроблена методика експериментальних досліджень балок при короткочасній дії навантаження для кожної балки дозволила отримати такі дані:

- величину несучої здатності;
- характер зміни прогинів балок в процесі навантаження;
- величини подовжніх деформацій в середньому перерізі балки і характер зміни кривизни на усіх етапах навантаження.

Методика випробувань балок при тривалій дії небагаторазово повторного і знакозмінного навантаження розроблялася з таким розрахунком, щоб отримати максимальний об'єм інформації про НДС системи. Балки випробовувалися за схемою чотирьохточкового вигину.

Для проведення експериментальних досліджень використане існуюче в НДІБК устаткування для проведення тривалих випробувань залізобетонних балок і призм [12, 13 та ін.]. Випробування кожного зразка здійснювалися при індивідуальному режимі навантаження (таблиця. 2.2). Постійність тривало діючого навантаження для балок і призм забезпечувалася за допомогою сталевих пружин (рис. 2.9, 2.10, 2.11). Як і для балок, випробуваних при короткочасній дії

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

навантаження, було прийнято доцільним відмовитися від зразків-двійників.

Випробування балок здійснювалися в такій послідовності. Зразок встановлювався на опорні пристосування установки. Горизонтальність залізобетонної плити контролювалася рівнем. Передача зусилля безпосередньо на балку з розподільною траверси робилася через одну рухливу (каткову) і одну нерухому опори.

У місцях передачі навантаження на балку від траверси робилася підливка з цементного розчину складу 1: 3 і встановлювалися розподільні сталеві пластини розмірами 100x100x10 мм.

Для виміру подовжніх деформацій на базі 200 мм встановлювалися прилади ИГМ- 10. Прогини балок вимірювалися в трьох точках по довжині сталевою лінійкою. Передаване на балку зусилля контролювалося по деформаціях пружин, які перед випробуваннями тарувалися.

Як і при короткочасних випробуваннях, виконувалося центрування зразків. Схема установки приладів приведена на рис. 2.12.

Вантаження робилося до розрахункового навантаження. Потім робилися витримка під навантаженням, розвантаження, витримка після розвантаження, вантаження (в т.ч. і зворотним моментом) і так далі (табл. 2.2). В процесі вантаження, витримки і розвантаження контролювалися деформації і прогини балок.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

Програма експериментальних досліджень балок із сталезалізобетону при тривалій дії навантаження

Серії балок	Режим навантаження
БД-1	Первинне завантаження позитивним моментом $M = 0,65 M_u$, витримка 14 діб, розвантаження, витримка 2 доби, завантаження негативним моментом $M = 0,5 M_u$, витримка. Після витримки - розвантаження перестановка балки під гвинтовий прес і завантаження короткочасним навантаженням до руйнування $M = M_u$.
БД-2	Завантаження позитивним моментом $M = 0,57 M_u$, витримка не менше 14 діб, розвантаження, витримка не менше 2 діб; завантаження позитивним моментом $M = 0,57 M_u$, розвантаження і т. д. Кількість циклів "завантаження - розвантаження" – 6. Після витримки - розвантаження перестановка балки під гвинтовий прес і завантаження короткочасним навантаженням до руйнування $M = M_u$.
БД-3	Завантаження негативним моментом $M = 0,5 M_u$, витримка 14 діб, розвантаження, витримка 2 доби, завантаження позитивним моментом $M = 0,58 M_u$, витримка. Після витримки - розвантаження перестановка балки під гвинтовий прес і завантаження короткочасним навантаженням до руйнування $M = M_u$.
БД-4	Завантаження позитивним моментом $M = 0,59 M_u$, витримка. Після витримки - розвантаження перестановка балки під гвинтовий прес і завантаження короткочасним навантаженням до руйнування $M = M_u$.



Рис. 2.9. Загальний вигляд балок, що піддалися тривалим випробуванням



Рис. 2.10. Загальний вигляд призми в установці для тривалих випробувань



Рис. 2.11. Загальний вигляд установки для тривалих випробувань призм

Навантаження від пружини

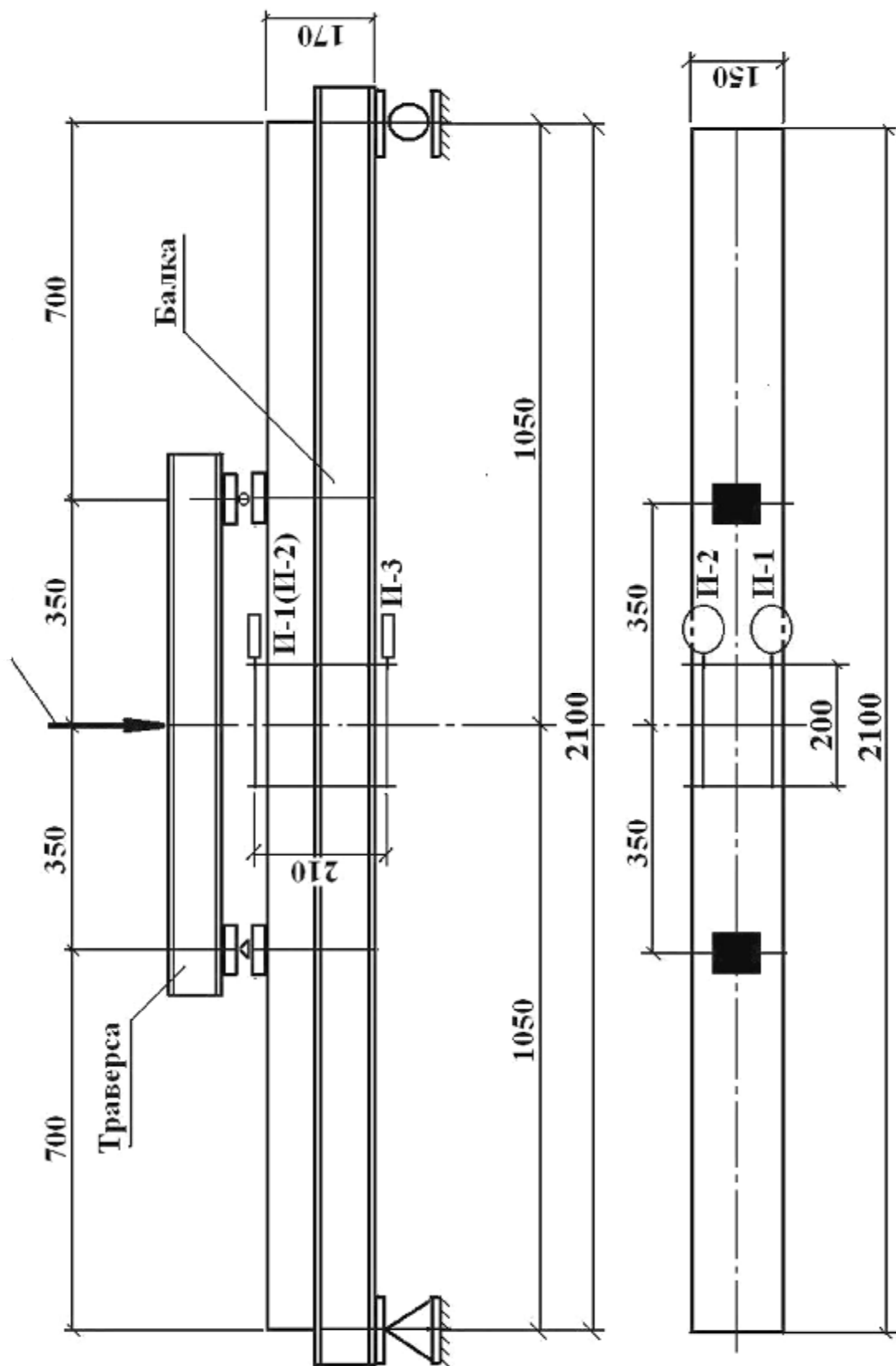


Рис.2.12. Схема випробування балок і установки приладів

Після завершення циклу тривалих випробувань кожна балка розвантажувалася і переміщалася разом з приладами в установку для короткочасних випробувань. Інтервал часу між завершенням тривалих і початком короткочасних випробувань не перевищував 120 хв.

Призми розмірами 100x100x400 мм для визначення характеристики повзучості завантажувалися в трьох установках. Напруження стискування у бетоні призм після завантаження була відповідно до 10,4 МПа, 15,8 МПа і 21 МПа.

Однорідність бетону балок і призм вивчалася шляхом проведення випробувань бетону ультразвуковим методом по ДСТУ Б В.2.7-226: 2009 [150]. Суть ультразвукового методу полягає у вимірі часу t поширення ультразвуку (УЗК) від випромінювача до приймача на базі L прозвучування. По вимірних величинах розраховувалася швидкість $C=L/t$ поширення ультразвукових коливань і по встановленій залежності визначалася міцність бетону на контрольованій ділянці.

Метою випробувань було визначення швидкості поширення ультразвуку у бетоні:

- зразків-кубів, призм і балок із сталезалізобетону до вантаження;
- балок після вантаження;
- у трьох перерізах по довжині балки (два перерізи під опорами траверси і один переріз між опорами траверси) балки БД- 2 при різних навантаженнях.

Випробування проводилися відповідно до вимог ДСТУ б В.2.7-226: 2009 [150].

На першому етапі були виконані виміри в зразках-кубах, призмах і СЗББ до вантаження.

На другому етапі виміри виконувалися у балках в навантаженому стані.

Для випробувань було надано три бетонні зразок-куби (№№ 1-3) з середніми розмірами 100x100x100 мм, три бетонні призми (№№ 1-3) з середніми розмірами 100x100x400 мм і чотири сталезалізобетонні балки з середніми розмірами залізобетонної частини 70x150x2100 мм.

Випробування проводилися з використанням ультразвукового приладу УК-14ПМ з абсолютною погрішністю виміру часу t поширення ультразвуку $\pm 0,01t + 0,1$

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

(мкс). Виміри виконувалися способом наскрізного прозвучування з використанням механічно не пов'язаних між собою п'єзоелектричних перетворювачів з резонансною частотою 60 кГц (рис. 2.13).

Окрім цього, для визначення розмірів елементів були використані штангенциркуль ШЦ- 1 по ГОСТ 166-89 [151] з ціною ділення 0,1 мм і лінійка металева завдовжки 500 мм з ціною ділення 1 мм по ГОСТ 427-75 [15].

Для визначення міцності бетону в місцях контролю була використана базова градувальна залежність "швидкість-міцність", а також результати виконаних випробувань призм і кубів.



Рис. 2.13. Наскрізне прозвучування залізобетонної плити балки БД- 2

Випробування дозволили отримати інформацію про НДС і несучу здатність СЗББ для подальшого використання в розрахунках (розділу 3).

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

РОЗДІЛ 3

Напружено-деформований стан балок із сталезалізобетону при малоповторюваних і знакозмінних режимах навантаження

3.1. Початкові передумови

Визначення НДС балок із сталезалізобетону при малоповторюваних і знакозмінних режимах навантаження є складним завданням, загальне рішення якого нині відсутнє.

Розрахунковий апарат за оцінкою несучої здатності і НДС балок із сталезалізобетону розроблений з використанням наступних передумов і допущень [1, 4]:

Як відзначалося раніше, визначення НДС балок із сталезалізобетону при малоповторюваних і знакозмінних режимах навантаження є складним завданням, загальне рішення якого нині відсутнє.

Розрахунковий апарат за оцінкою несучої здатності і НДС балок із сталезалізобетону розроблений з використанням наступних передумов і допущень:

- як розрахунковий приймається переріз, НДС якого відповідає середньому стану блоку між тріщинами, якщо такі є;
- для середніх деформацій бетону, арматури і сталеві балки приймається гіпотеза плоских перерізів;
- зв'язок між напругою і деформаціями бетону прийнятий у вигляді діаграми " $\sigma_c - \epsilon_c$ ", показаним на рис. 3.1;
- зв'язок між напругою і деформаціями арматури з фізичною межею текучості прийнятий у вигляді діаграми Прандтля (рис. 3.2, а), для арматури з умовною межею текучості - у вигляді діаграми (рис. 3.2, б), для сталі балок - у вигляді діаграм (рис. 3.3) [15 та ін.];
- вплив тріщиноутворення на роботу залізобетону врахований шляхом множення опору на коефіцієнт;
- при додатному моменті увесь залізобетонний переріз стислий;
- руйнування перерізу відбувається у разі досягнення деформаціями стислого

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

бетону своїх граничних значень.

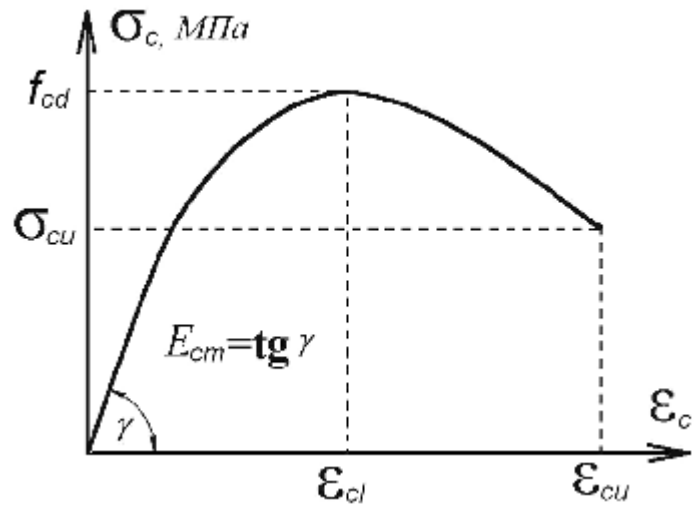


Рис. 3.1. Діаграма " $\sigma_c - \varepsilon_c$ " бетону

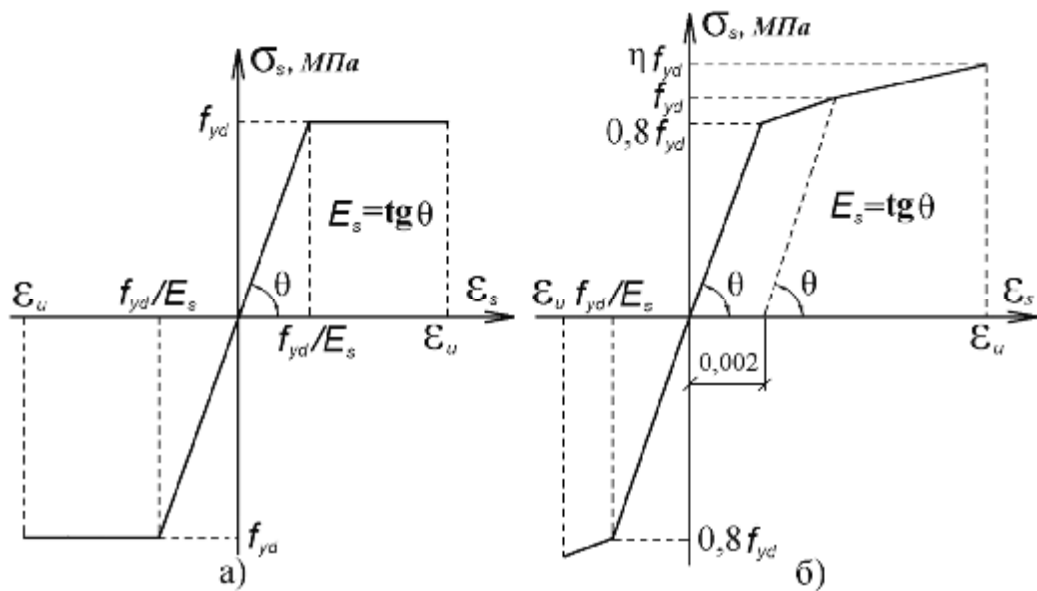


Рис. 3.2. Діаграми " $\sigma_s - \varepsilon_s$ " арматурної сталі:

- а) - з фізичною межею текучості;
- б) - з умовною межею текучості

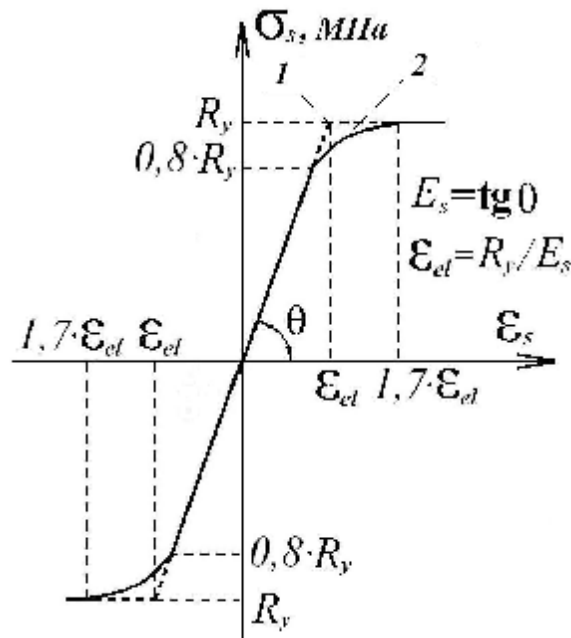


Рис. 3.3. Діаграми " $\sigma_s - \varepsilon_s$ " сталі балок:

1 - ідеалізована (Прандтля);

2 - уніфікована (умовно-точна) [166]

У разі знакозмінного навантаження (при підготовці передумов використані результати власних експериментів і дані [54-56 та ін.]) деформація спочатку відбувається в системі координат " $M_1 - \chi_1$ ", розвантаження розпочинається з точки P_1 і кривизни $\chi_{p,1} (\chi_{p,2}, \dots, \chi_{p,i})$ і жорсткість розрахункового перерізу в цій точці при розвантаженні рівна $B_{red} = E_{cm} \cdot I_{red}$, де $E_{cm} \cdot I_{red}$ — приведена до бетону "пружна" жорсткість перерізу. Деформація елемента проходить в новій системі координат " $M_{2,1} - \chi_{2,1}$ " (" $M_{2,2} - \chi_{2,2}$ ", ..., " $M_{2,i} - \chi_{2,i}$ ") по кривій 2 (рис. 3.4); знаходження жорсткостей перерізів при розвантаженні аналогічно знаходженню жорсткостей при одноразовому навантаженні [52, 82 та ін.], тобто

$$B_{2,i,j} = M_{2,i,j} / \chi_{2,i,j} \quad (3.1)$$

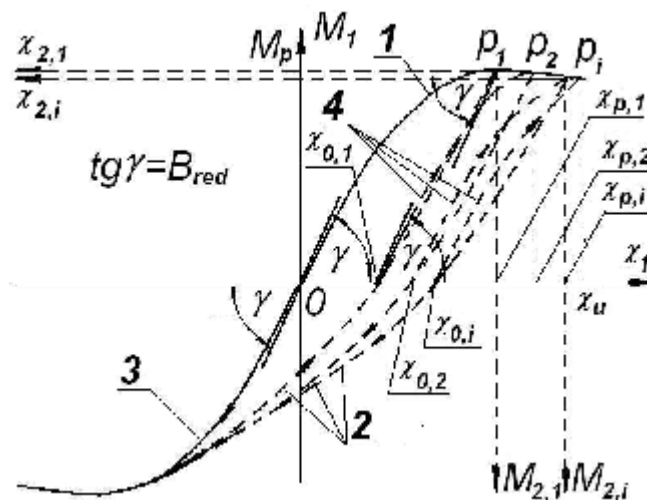


Рис. 3.4. Діаграми при малоповторюваних і знакозмінних режимах навантаження де $B_{2,i,j}$, $M_{2,i,j}$, $\chi_{2,i,j}$ – відповідно жорсткість, згинальний момент і кривизна i -го перерізу в системі координат $(M_{2,1} - \chi_{2,1})$, $(M_{2,2} - \chi_{2,2})$, ..., $(M_{2,i} - \chi_{2,i})$. Індксація у формулі (3.1): 2 - крива розвантаження; i - номер етапу розвантаження; j - поточні значення параметрів (жорсткості, моменти, кривизни) на i -ом етапі розвантаження. При подальшій деформації крива розвантаження 2 співпадає з кривою 3 навантаження у зворотному напрямі.

Залежність $M - \chi$ у системі координат $(M_{2,i} - \chi_{2,i})$ з достатньою для розрахунків точністю може бути описана кубічним рівнянням або апроксимована методом найменших квадратів.

У разі небагаторазово повторного навантаження (рис. 3.4) після розвантаження (досягнення точок $\chi_{0,1}$, $\chi_{0,2}$, ..., $\chi_{0,i}$ на осі абсцис, для яких $M_0 = 0$), подальше навантаження робиться по кривій 4, і початкова жорсткість розрахункового перерізу в цій точці при подальшому навантаженні рівна $B_{red} = E_{cm} \cdot I_{red}$. Крива 4 надалі співпадає з кривою 1.

Граничний стан сталезалізобетонної балки вважається досягнутим, якщо [21, 23, 32 та ін.]:

- зруйнований хоч би один переріз (граничний стан першої групи);
- виконана умова досягнення максимуму на кривій станів (граничний стан

першої групи);

- прогини конструкції або ширина розкриття тріщин перевищили допустимі з умов нормальної експлуатації значення (граничний стан другої групи).

3.2. Напружено-деформований стан перерізів балок із сталезалізобетону при додатному і від'ємному згинальних моментах

Аналітичні залежності, що зв'язують напругу і деформації у бетоні і арматурі, мають вигляд:

- для бетону відповідно до рекомендацій [21, 32]:

$$\bar{\sigma}(\bar{\varepsilon}_b) = \sum_{k=1}^5 a_k \cdot \bar{\varepsilon}_c^k, \quad (3.2)$$

де a_k – коефіцієнти полінома, залежні від фізико-механічних властивостей

бетону, приймаються по додатку Д ДБН В. 2.6-98: 2009 [32]; $\bar{\varepsilon}_c = \varepsilon_c / \varepsilon_{cl}$ –

приведена відносна деформація на стислій фібрі; $\bar{\sigma} = \sigma_c / f_{cd}$ – приведена

Напруження у бетоні;

- для арматури з фізичною межею текучості (рис. 3.2, а)

$$\sigma_s = B_s \cdot \varepsilon_s + D_s, \quad (3.3)$$

де $B_s = E_s$, $D_s = 0$, якщо $\varepsilon_s < \varepsilon_{el}$,

$B_s = 0$, $D_s = f_{yd}$, якщо $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{el}$.

У формулі (3.3): E_s – модуль пружності арматури і сталі; f_{yd} – розрахунковий опір арматурної сталі.

Для інших діаграм (рис. 3.2, а), (рис. 3.3) залежності встановлюються у вигляді кусочно-лінійних або кусочно-нелінійних функцій.

Залежно від типу вирішуваної задачі (розрахунок по граничних станах першої або другої груп) приймаються відповідні характеристики матеріалів:

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

$f_{cd}, f_{ctd}, E_{cm}, \varepsilon_{cl}, \varepsilon_{cu}, a_k, f_{ud}, E_s, R_{y \text{ та ін.}}$

Напруження і деформації стискування приймаються зі знаком "плюс", розтягування - "мінус".

3.3. Залежність "момент-кривизна" балок із сталезалізобетону при різних видах і режимах навантаження

Побудова діаграми "момент-кривизна" перерізу при додатному моменті роблять в такій послідовності (алгоритм БАЛКА- 1).

1. Залежно від типу вирішуваної задачі (розрахунок по граничних станах першої або другої групи) для заданих класів бетону, арматури і сталі балок приймають характеристики $f_{cd}, f_{ctd}, E_{cm}, \varepsilon_{cl}, \varepsilon_{cu}, a_k, f_{ud}, E_s, R_y$. Розміри перерізу (рис. 3.5) вважаються заданими.

2. Задають значення $\varepsilon_1 = (0,1 \dots 0,2) \cdot \varepsilon_{cu}, \sigma_{ctd} = 0,5 \cdot f_{ctd}$ на початковому етапі навантаження, а також пружні характеристики арматури і сталі балок, величину кривизни [спершу досить прийняти $\chi = \varepsilon_1 / (h_s + h_b)$] і крок зміни кривизни $\Delta\chi$.

3. При заданому значенні кривизни знаходять параметри НДС перерізу [форм. (3.8)...(3.27)] і підставляють їх в рівняння (3.6).

4. Для випадку розрахунку ригелів рамних систем ($N \neq 0$) послідовною зміною величини кривизни домагаються такого НДС, при якому ліва і права частині рівняння (3.6) були б рівні із заданою точністю (для практичних цілей досить, щоб розбіжності не перевищували 0,1%). Для випадку розрахунку звичайних балок ($N = 0$) сума доданків по абсолютному значенню в лівій частині рівняння (3.6) не повинна перевищувати наперед заданої малої величини, наприклад, 1 кН.

5. Знайдені значення величини кривизни і параметрів НДС перерізу підставляють у формулу (3.7). Визначають точку діаграми "момент-кривизна".

6. Збільшують $\varepsilon_1 = \varepsilon_1 + \Delta\varepsilon$, причому $\varepsilon_1 \leq \varepsilon_{cu}$. Виконують розрахунки

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

по п.п. 3...5, послідовно уточнюючи параметри НДС перерізу, до тих пір, поки не буде отримана нова точка на кривій "момент-кривизна".

7. Побудова діаграми "момент-кривизна" завершують після отримання величини згинального моменту при $\varepsilon_1 = \varepsilon_{cu}$. За отриманими даними будують залежність "момент-кривизна" у вигляді кусочно-лінійної функції або отримують рівняння, наприклад, з використанням методу найменших квадратів.

Побудова діаграми "момент-кривизна" перерізу при від'ємному моменті роблять в такій послідовності (алгоритм БАЛКА- 2).

1. Залежно від типу вирішуваної задачі (розрахунок по граничних станах першої або другої групи) для заданих класів бетону, арматури і сталі балок приймають характеристики f_{ctd} , E_{cm} , f_{yd} , R_y , E_s . Розміри перерізу (рис.3.6) вважаються заданими.

2. Задають значення $\varepsilon_1 = (0,1 \dots 0,2) \cdot \varepsilon_{el}$, $\sigma_{ctd} = 0,5 \cdot f_{ctd}$ на початковому етапі навантаження, а також пружні характеристики арматури і сталі балок, величину кривизни [спершу досить прийняти $\chi = \varepsilon_1 / (h_s + h_b)$] і крок зміни кривизни $\Delta\chi$.

3. При заданому значенні кривизни знаходять параметри НДС перерізу [формули (3.34).(3.43)] і підставляють їх в рівняння (3.32).

4. Для випадку розрахунку ригелів рамних систем ($N \neq 0$) послідовною зміною величини кривизни домагаються такого НДС, при якому ліва і права частині рівняння (3.32) були б рівні із заданою точністю (для практичних цілей досить, щоб розбіжності не перевищували 0,1%). Для випадку розрахунку звичайних балок ($N = 0$) сума доданків по абсолютному значенню в лівій частині рівняння (3.32) не повинна перевищувати наперед заданої малої величини, наприклад, 1 кН.

5. Знайдені значення величини кривизни і параметрів НДС перерізу підставляють у форм. (3.33). Визначають точку діаграми "момент-кривизна".

6. Збільшують $\varepsilon_1 = \varepsilon_1 + \Delta\varepsilon$, причому $\varepsilon_1 \leq \varepsilon_{el}$. Виконують розрахунки по п.п. 3.5, послідовно уточнюючи параметри НДС перерізу, до тих пір, поки не визначиться нова точка на кривій "момент-кривизна".

7. Побудова діаграми "момент-кривизна" завершують після отримання моменту при $\varepsilon_1 = \varepsilon_{el}$. За цими даними будують залежність "момент-кривизна" у вигляді кусочно-лінійної функції або отримують рівняння, наприклад, з використанням методу найменших квадратів.

3.4 Спрощена методика побудови залежності "момент-кривизна" балок із сталезалізобетону при додатному моменті

Аналіз розрахунків по розроблених методиках дозволив зробити висновок, що для вирішення завдання визначення НДС і несучої здатності СЗББ при малоповторюваних і знакозмінних режимах навантаження можна використати спрощений (інженерний) підхід. Повну діаграму бетону можна замінити трапеційдальною (по суті, діаграмою Прандтля [3, 14], але що дозволяє враховувати роботу бетону на спадаючій гілці), вводячи поправочний коефіцієнт α_{cd} до f_{cd} (рис. 3.5). Це пояснюється малою долею бетону в загальному опорі балок при вигині (внаслідок відносно малої товщини плити зміна плеча внутрішньої пари сил в порівнянні з точним рішенням буде незначною).

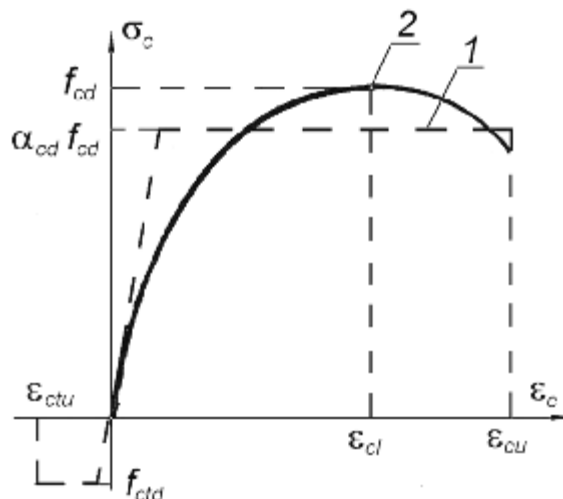


Рис. 3.5. Діаграми " $\sigma_c - \varepsilon_c$ " бетону:

1 - трапеційдальна;

2 - умовно-точна

Діаграма Прандтля без урахування роботи бетону на спадаючій гілці

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

використана Ю.Г. Аметовим [18] для вирішення аналогічних завдань до того, як почали активно проводитися дослідження по отриманню і використанню в розрахунках повних діаграм бетону.

Прийняті передумови про трапеційдальній епюрі напруження у бетоні спрощують рішення задачі. Залежності для коефіцієнта можуть бути отримані з розгляду НДС залізобетонного елементу прямокутного перерізу, працюючого за межами пружної стадії (рис. 3.8).

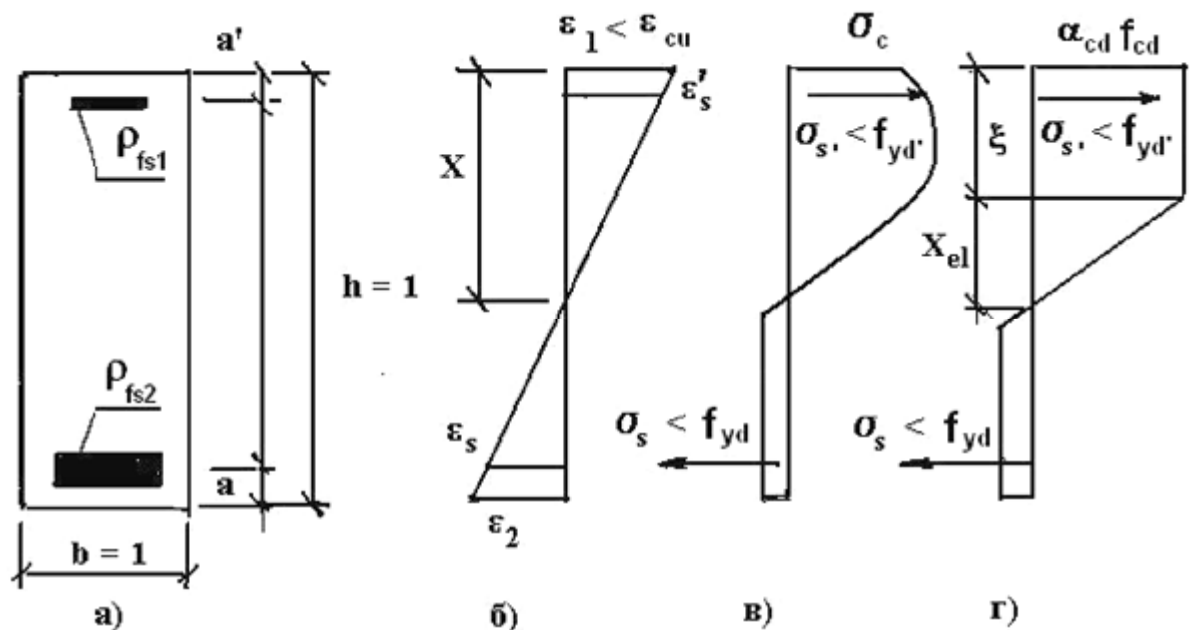


Рис. 3.6 НДС прямокутного залізобетонного перерізу:

а) розрахунковий прямокутний переріз;

б) епюра деформацій;

в) епюра напруження при використанні діаграми " $\sigma_c - \epsilon_c$ " бетону (рис. 3.1);

г) епюра напруження при використанні трапеційдальної діаграми " $\sigma_c - \epsilon_c$ " бетону

Для отримання залежностей, що характеризують зміну коефіцієнта α_{cd} при різних рівнях навантаження (величинах деформацій ϵ_1 на крайній стислій фібрі бетону), був проведений математичний експеримент. В якості експериментального було вибрано прямокутний переріз (рис. 3.6) з різними коефіцієнтами армування (

$\rho_{fs1}=0$; $\rho_{fs2}=0,01$; $0,02$; $0,03$). Характеристики арматури і бетону для розрахунку по граничних станах першої і другої груп прийняті за даними [21, 32].

Розрахунки виконувалися в такій послідовності.

1. Задавалися початкові дані: характеристики бетону і арматури, армування і т. п.
2. Задавалася початкова величина відносних деформацій на стислій фібрі бетону ε_1 , що відповідає приблизно $0,2 \cdot \varepsilon_{cl}$.
3. Вирішувалося рівняння (3.4) і визначалися значення висоти стислої зони бетону X і напруження в арматурі σ_s [рис. 3.8, б), в)].
4. Знайдені значення X і σ_s , а також характеристики бетону, арматури і ε_1 , підставлялися в рівняння (3.45), яке вирішувалося відносно α_{cd} .
5. Змінювалася величина деформацій на стислій фібрі бетону $\varepsilon_1 = \varepsilon_1 + \Delta \cdot \varepsilon$, причому $\varepsilon_1 \leq \varepsilon_{cl}$ і тривав розрахунок по п.п. 2...4. Розрахунок вважався закінченим при виконанні умови $\varepsilon_1 = \varepsilon_{cl}$.
6. Змінювалося армування і виконувався розрахунок по п.п. 2...5.
7. Набували нових значень характеристики бетону і арматури і продовжувався розрахунок по п.п. 2...6.

В ході проведення експерименту були прораховані перерізи, армовані арматурою класу A240 і A400.

Таблиця 3.1

Результати визначення параметрів НДС перерізів балок

Параметри НДС перерізу	Відносна деформація на стислій фібрі $\varepsilon_1 \cdot 10^5$						
	50	100	150	175	200	240	288
$\chi \cdot 10^5, \text{см}^{-1}$	6,02	11,60	17,08	19,95	22,81	27,36	32,88
	6,53	12,13	17,71	20,55	23,32	27,61	32,37
$\varepsilon_{1,2} \cdot 10^5$	7,87	18,76	30,43	35,35	40,36	48,48	57,84
	4,31	15,07	26,04	31,18	36,72	46,70	61,42
$\varepsilon_{f,1} \cdot 10^5$	5,51	14,29	23,85	27,67	31,58	37,95	45
	1,80	10,40	19,23	23,27	27,74	36,07	48,96

$\varepsilon_{f,2} \cdot 10^5$	-50,00	-92,83	-133,81	-156,48	-178,93	-214,57	-258,29
	-58,45	-101,58	-144,21	-166,36	-187,55	-218,81	249,80
$\varepsilon_{w,1} \cdot 10^5$	3,23	9,82	17,27	19,99	22,80	27,42	32,53
	0,72	5,73	12,41	15,36	18,76	25,44	36,50
$\varepsilon_{w,2} \cdot 10^5$	-47,69	-88,36	-127,74	-148,80	-170,14	-204,39	-245,63
	-55,93	-96,91	-137,40	-158,45	-178,56	-208,18	-237,33
$\sigma_{f,1}$, МПа	11,44	29,14	49,13	56,99	65,04	78,18	93,08
	3,70	21,43	39,60	47,94	57,15	74,30	100,86
$\sigma_{f,2}$, МПа	-103,00	-191,23	-253,80	-269,87	-282,24	-294,58	-298
	-120,40	-209,26	-261,63	-275,75	-286,01	-295,45	-298
$\sigma_{w,1}$, МПа	6,66	20,23	35,59	41,17	46,96	56,48	67,00
	1,47	11,80	25,56	31,64	38,65	52,40	75,19
$\sigma_{w,2}$, МПа	-98,23	-182,03	-248,46	-264,83	-277,82	-262,68	298
	-115,22	-199,64	-256,58	-271,10	-282,06	-293,02	-297,79
$\varepsilon_m \cdot 10^5$	233,65	233,65	233,65	233,65	233,65	233,65	233,65
y_α	0,214	0,427	0,642	0,749	0,856	1,027	1,233
k	0,8417	0,8417	0,8417	0,8417	0,8417	0,8417	0,8417
α_b	0,399	0,643	0,799	0,849	0,882	0,897	0,857
$X_{w,el}$, см	8,46	8,46	8,07	7,45	6,91	6,18	5,39
	8,46	8,46	7,74	7,15	6,68	6,07	5,59
ξ_2 , см	0	0	0,39	1,01	1,55	2,28	3,07
	0	0	0,72	1,31	1,78	2,39	2,87
N_b , кН	99,72	176,20	230,98	249,91	264,35	278,63	283,56
	127,10	204,57	254,42	270,34	280,57	285,38	272,54
M_b , кН·м	4,244	7,270	9,250	9,880	10,29	10,54	10,31
	4,448	7,160	8,905	9,460	9,820	9,990	9,543
M , кН·м	13,54	24,38	32,29	34,85	36,81	38,76	39,43
	15,47	26,07	33,10	35,36	37,00	38,43	38,43

Таблиця 3.2

Звідна таблиця результатів визначення точок діаграми "момент-кривизна"
експериментальних зразків при додатному моменті

Полная диаграмма бетона (рис. 3.1)	$\chi \cdot 10^3$	6,02	11,60	17,08	19,95	22,81	27,36	32,88
	M	13,54	24,38	32,29	34,85	36,81	38,76	39,43
Трапецийдальна діаграма бетону (рис. 3.7)	$\chi \cdot 10^3$	6,53	12,13	17,71	20,55	23,32	27,61	32,37
	M	15,47	26,07	33,10	35,36	37,00	38,43	38,43
Визначена за формулою (3.65)	$\chi \cdot 10^3$	6,53	12,13	17,71	20,55	23,32	27,61	32,37
	M	15,69	25,73	32,89	35,45	37,24	38,63	38,22

Як впливає з приведених даних, параметри НДС перерізу, отримані із

застосуванням різних діаграм бетону, трохи відрізняються. Залежності "момент-кривизна" практично співпали.

Залежність "момент-кривизна" перерізів балок із сталезалізобетону при від'ємному моменті отримана по алгоритму "БАЛКА-2".

1. Залежно від типу вирішуваної задачі (розрахунок по граничних станах першої або другої груп) для заданих класів бетону, арматури і сталі балок прийняті характеристики $f_{ctd}, E_{cm}, f_{ud}, R_y, E_s$ (див. приклад визначення залежності "момент-кривизна" при додатному моменті).

2. Задані значення $\varepsilon_1 = (0,1 \dots 0,2) \cdot \varepsilon_{el}, \sigma_{bt} = 0,5 \cdot R_{bt}$ на початковому етапі навантаження, а також пружні характеристики арматури і сталі балок, величина кривизни [спершу досить прийняти $\chi = \varepsilon_1 / (h_s + h_b)$] і крок зміни кривизни $\Delta \chi$.

3. При заданому значенні кривизни знайдені параметри НДС перерізу [формули (3.34)...(3.43)] і підставлені в рівняння (3.32).

4. Сума доданків по абсолютному значенню в лівій частині рівняння (3.32) не перевищила наперед заданої малої величини (1 кН).

5. Знайдені значення величини кривизни і параметрів НДС перерізу підставлені у формулі (3.33). Визначена точка діаграми "момент-кривизна".

6. Збільшили $\varepsilon_1 = \varepsilon_1 + \Delta \varepsilon$, причому $\varepsilon_1 \leq \varepsilon_{el}$. Виконані розрахунки по п.п. 3...5, послідовно уточнюючи параметри НДС перерізу, до тих пір, поки не визначена нова точка залежності "момент-кривизна".

7. Визначення точок діаграми "момент-кривизна" завершено після отримання величини моменту при $\varepsilon_1 = \varepsilon_{el}$. За отриманими даними побудована залежність "момент-кривизна" у вигляді кусочно-лінійної функції. Аналітичне вираження залежності "момент-кривизна" може бути отримане методом найменших квадратів. Результати обчислень занесені в таблицю 3.3 і представлені на рис. 3.11 (крива 2).

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

Звідна таблиця результатів визначення точок діаграми "момент-кривизна"
експериментальних зразків при від'ємному моменті

$\varepsilon_1 \cdot 10^5$	15	30	40	50	75	100	125	150	175
$\chi \cdot 10^3, \text{м}^{-1}$	-2,70	-5,57	-7,90	-9,93	-14,95	-19,96	-24,97	-29,77	-33,74
$M, \text{кН} \cdot \text{м}$	-2,48	-4,44	-5,83	-7,24	-10,79	-14,35	-17,92	-19,21	-19,87

Побудова діаграми "момент-кривизна" перерізу при різних видах і режимах навантаження робиться по алгоритму БАЛКА- 3.

3.5. Визначення напружено-деформованого стану сталезалізобетонних балок

Розрахунок НДС СЗББ полягає в послідовному визначенні зусиль в перерізах і уточнення їх характеристик жорсткості. Залежності між переміщеннями точок осі балки і кривизнами перерізів в цих точках виражаються рівняннями [84, 130 та ін.]:

$$y_i = y_1 + \varphi_1 \cdot L \cdot \frac{i-1}{n} + \frac{L^2}{6 \cdot n^2} \cdot [(3 \cdot i - 4) \cdot \chi_1 + 6 \cdot \sum_{j=2}^{i-1} (i-j) \cdot \chi_j + \chi_i] + (\delta_1 - \delta_i) \quad (3.72)$$

$$\varphi_i = \varphi_1 + \frac{L}{2 \cdot n} \cdot (\chi_1 + 2 \cdot \sum_{j=2}^{i-1} \chi_j + \chi_i) \quad (3.73)$$

де y_i - спільне переміщення i -ої точки осі балки і i -ої опори (рис. 3.7), яке визначається як різниця повного переміщення вказаної точки балки і вимушеного переміщення опори δ_i (для точок балки в прольоті $\delta_i = 0$); χ_i - кривизна i -го перерізу балки; φ_i - кут повороту i -го перерізу балки; n - кількість ділянок, на які розбита довжина балки L (при виборі числа ділянок слід враховувати, що точність підвищується при $n \rightarrow \infty$. Для практичних цілей досить, якщо $n \geq L/h$, де h - висота балки);

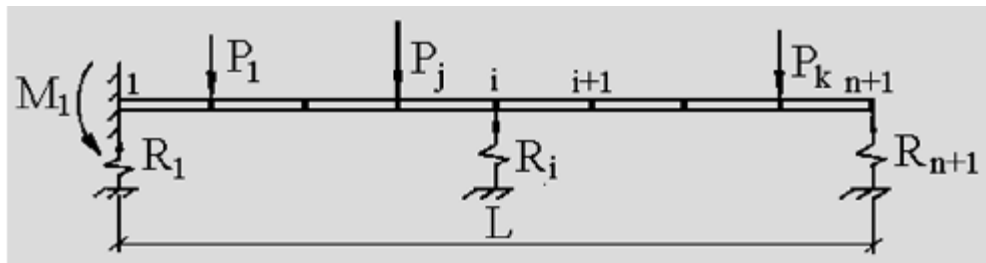


Рис. 3.7 Розрахункова схема балки

НДС перерізів характеризується кривизною χ . Значення величин кривизни перерізів визначаються за формулами:

$$\chi_i = \frac{M_i}{B_i}; \quad (3.74)$$

$$M_i = M_1 + \frac{L^2}{n^2} \cdot \sum_{j=1}^{i-1} (i-j) \cdot R_j - M_{p,i}; \quad (3.75)$$

$$R_j = k_j \cdot y_j, \quad (3.76)$$

де χ_i , M_i , B_i - відповідно кривизна, згинальний момент і жорсткість в i -му перерізі балки; R_j - реакція j -ої опори балки (за відсутності опори $R_j = 0$); y_j , k_j - відповідно спільне переміщення j -ої точки осі балки з опорою і коефіцієнт жорсткості j -ої опори; M_i - згинальний момент в першому перерізі балки (при шарнірному спиранні $M_i = 0$); $M_{p,i}$ - згинальний момент від зовнішнього навантаження.

Граничний стан системи (балки спільно з опорами) вважається досягнутим, якщо виконані умови, викладені в підрозділі 3.1.

Величину згинального моменту від зовнішнього навантаження шукають для усіх перерізів від сил, розташованих ліворуч.

Як видно, для розрахунків за цими форм. необхідно мати інформацію про зміну величин кривизни в перерізах по довжині балки. Залежності "момент-кривизна" визначають по методиках, викладених в підрозділах 3.2, 3.3 заздалегідь. Характеристики жорсткості опор у разі потреби визначають за відомими методиками НДІБК. Якщо наявні опори можна умовно вважати нескінченно

жорсткими, у формулах (3.72) і (3.73) приймаються $y_1 = 0$, $y_{n+1} = 0$, $\delta_1 = 0$, $\delta_{n+1} = 0$.

Розрахунки за визначенням НДС і несучої здатності можуть бути виконані як для експлуатованих, так і для проєктованих конструкцій.

Для конструкцій, що знаходяться в експлуатації, встановлюють параметри технічного стану (геометричні розміри, армування, міцнісні і деформативні характеристики матеріалів, схеми навантажень, реальні прогини і переміщення і тому подібне). На підставі зібраних матеріалів визначають залежності "момент-кривизна" і обґрунтовують можливість руйнування або втрати місцевої стійкості поясів або стінок балок внаслідок зносу. За наявності даних (у тому числі і прогнозних) про характер деградації матеріалу (зміні характеристик, корозії і тому подібне) знаходять залежності "момент-кривизна" для певних моментів часу з урахуванням деградації.

У зв'язку з невизначеністю величин кривизни перерізів і жорсткості опор, які входять у формули (3.72) і (3.73), задачу вирішують ітераційним шляхом по наступному алгоритму.

1. Задають початкові дані: параметри перерізу, схему додатка навантаження, характеристики матеріалів і т. п.

2. Визначають залежності "момент-кривизна" для перерізів балки і характеристики жорсткості опор. На першому етапі задають пружні характеристики перерізів і опор.

3. Формують і вирішують систему рівнянь (3.72) і (3.73).

4. За результатами виконаних розрахунків уточнюють величини діючих зусиль і характеристики жорсткості перерізів і опор.

5. Розрахунок по п.п. 3...4 продовжують до тих пір, поки для двох суміжних ітерацій розрахунку розподіл жорсткостей і величин кривизни визначаються з достатньою для практичних цілей точністю.

6. За наявності інформації про деформований стан експлуатованої конструкції, послідовно уточнюючи характеристики жорсткості опор, домагаються відповідності реальної конструкції і моделі. Оцінюють стан конструкції, отриманий за результатами розрахунку. За наявності даних про прогноз розвитку осідань

основи виконують розрахунок на прогнозні дії.

7. Розрахунки по п.п. 3...6 роблять до тих пір, поки не виконається хоч би один з критеріїв вичерпання несучої здатності. На підставі виконаних розрахунків роблять висновки про технічний стан, необхідність посилення або заміни.

Визначення зусиль в СЗББ можна виконати за допомогою обчислювальних комплексів МСЕ (ЛИРА, SCAD та ін.). В цьому випадку формується розрахункова схема МСЕ, в якій балки моделюються СЕ типу СЕ- 10 (універсальний просторовий стержневий СЕ), опори - СЕ- 51 (елемент, що моделює зв'язок кінцевої жорсткості).

3.6. Висновки по розділу 3

Отримані в данному розділі наукові результати можуть бути сформульовані таким чином.

1. Визначені основні початкові передумови і розроблений розрахунковий метод визначення НДС нормальних перерізів СЗББ при малоповторюваних і знакозмінних режимах навантаження з використанням повної діаграми роботи бетону і уніфікованої діаграми сталі. Використовувані для розробки методу розрахункові передумови і діаграми пройшли широку апробацію, рекомендовані діючими НД і використовуються при рішенні аналогічних завдань теорії залізобетону і сталезалізобетону.

Запропонований спрощений метод розрахунку НДС перерізів з використанням трапеційдальної епюри напруження у бетоні. Цей метод відрізняється простотою в порівнянні з "точним" методом, ґрунтованим на застосуванні повної діаграми бетону, і дозволяє отримати результат з достатньою для практичних цілей точністю.

2. Криву розвантаження необхідно будувати в припущенні подальшої деформації після розвантаження по зворотній кривій навантаження. Після досягнення точки розвантаження (залишкової кривизни χ_{rez} , при якій $M=0$) подальша деформація відбувається з точки χ_{rez} по кривій, що поступово переходить в криву навантаження у зворотному напрямі. З достатньою для

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

практичних цілей точністю деформація при навантаженні, розвантаженні і подальшому навантаженні зворотного знаку може бути описана апроксимуючими функціями, отриманими методом найменших квадратів.

3. Запропонований метод розрахунку НДС СЗББ при різних видах і режимах навантаження з урахуванням нелінійних властивостей бетону, сталі і основи (при необхідності). Для вирішення завдання запропоновано використати відомі рівняння методу початкових параметрів. На специфіку деформації балок із сталезалізобетону необхідно зважати шляхом застосування відповідних залежностей "момент-кривизна" при коригуванні жорсткостей перерізів і опор балок.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

РОЗДІЛ 4

ОЦІНКА ТОЧНОСТІ ПРОПОНОВАНОГО МЕТОДУ РОЗРАХУНКУ І ЙОГО ПРАКТИЧНЕ ЗАСТОСУВАННЯ

4.1. Експериментальне обґрунтування методу розрахунку балок із сталезалізобетону при короткочасній дії навантаження

Обґрунтування методу розрахунку СЗББ при короткочасній дії навантаження виконане шляхом порівняння залежностей "момент-кривизна" і "момент-прогин", отриманих експериментальним шляхом і в ході розрахунків за методиками розд. 3.

Результати розрахунків балок приведені в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1

Результати розрахунків балок при короткочасній дії навантаження

Шифр балки	Розмір залізобетонної плити $b \times h$, мм	Максимальні зусилля і деформації		
		M_u , кН·м	f_u , мм	χ_u , мм ⁻¹
КП-1	148 x 68	38,6	15,6	33,2
КП-2	148 x 68	38,6	15,6	33,2
КП-3	148 x 68	38,6	15,6	33,2
КПОВ-4	150 x 70	39,4	15,4	32,9
КПОВ-5	150 x 70	39,4	15,4	32,9
КПОВ-6	150 x 70	39,4	15,4	32,9
КПОВ-7	148 x 68	38,6	15,6	33,2
КПОВ-8	150 x 70	39,4	15,4	32,9
КЗН-9	150 x 70	39,4	15,4	32,9
КЗН-10	150 x 70	39,4	15,4	32,9
КЗН-11	148 x 68	38,6	15,6	33,2

При виконанні розрахунків приймалися фактичні розміри залізобетонної плити балок і характеристики матеріалів, визначені за результатами випробувань допоміжних зразків: $f_{cd} = 30,3$ МПа, $E_{cm} = 38,34 \cdot 10^3$ МПа, $R_y = 298$ МПа, $E_s = 2,06 \cdot 10^5$ МПа.

Прогини балок визначалися за формулами (3.12) і (3.13).

Залежності "момент-кривизна" балок приведені на рис. 4.1...4.7, залежності

"момент-прогин" - на рис. 4.8...4.14. Залежності "момент - кривизна" для балок БД-1, БД-2, БД-3, БД-4, випробуваних короточасним навантаженням після попереднього завантаження тривалим, приведені на рис. 4.15, залежності "момент-прогин" для цих балок - на рис. 4.16.

Як впливає з приведених малюнків, теоретичні криві "момент - кривизна" і "момент-прогин" на початкових етапах навантаження (до рівня приблизно 0,7 Мн) добре узгоджуються з експериментальними. У міру розвитку пластичних деформацій намічалася все більша розбіжність між кривими: експериментальні криві ставали усе більш пологими.

Розбіжності між дослідними кривими знаходяться в межах статистичного розкиду експериментальних даних.

Підвищена деформативність балок може бути пояснена двома причинами:

- можливим нерівномірним ущільненням бетонної суміші в процесі виготовлення, про що свідчили результати ультразвукових випробувань (швидкість ультразвуку по висоті залізобетонної частини трохи відрізнялася);
- порушенням суцільності перерізу і проявом зсувних деформацій в центральній частині балок, де кількість куткових упорів і петлевих анкерів була меншою, ніж на приопорних ділянках. Зменшення кількості куткових упорів і петлевих анкерів в центральній частині балок було прийняте свідомо для забезпечення можливості вивчення роботи залізобетону у складі СЗББ. Експериментальне обґрунтування методу розрахунку балок із сталезалізобетону при тривалій дії навантаження

Результати вимірів деформацій призм, визначення величин мір і характеристик повзучості при різних рівнях напруження в часі наведені в таблиці 4.4.

Характеристики повзучості визначалися за формулою (1.1) [22]:

$$\varphi_t = \frac{\varepsilon_n(t)}{\varepsilon_0}, \quad (4.1)$$

де $\varepsilon(t)$ – відносна деформація повзучості до моменту часу t ; ε_0 – відносна пружна

(миттєва) деформація у момент завантаження.

Відносні деформації повзучості до моменту часу t визначалися шляхом віднімання з величин загальних деформацій $\varepsilon(t)$ деформацій усадки $\alpha_y(t)$ і відносних пружних деформацій у момент завантаження ε_0 .

Міра повзучості визначалася за формулою (1.2) [62]:

$$C(t) = \frac{\varphi_t}{E_0}, \quad (4.2)$$

де E_0 – модуль пружної (миттєвою) деформації у момент завантаження, прийнятий $E_0 = 383400 \text{ кг/см}^2$.

Отримані в ході розрахунків величини характеристик повзучості для рівня навантаження $\sigma_c = 21,0 \text{ МПа}$ (приблизно такий рівень деформацій і напруження був у бетоні плити балок) підставлялися у формули (3.54)...(3.57) і використовувалися для визначення зміни величин кривизни в процесі тривалої дії навантаження. Результати теоретичного визначення величин кривизни в часі приведені на рис. 4.1 і 4.2.

Як видно з рис. 4.1 і 4.2, отримано задовільне узгодження експериментальних і вчислених величин кривизни перерізів балок.

Таблиця 4.2

Деформативність призм при різних рівнях навантаження

Тривалість витримки по навантаженням, діб.	$\varepsilon(t) \cdot 10^5$	$\alpha_y(t) \cdot 10^5$	$\varepsilon_{II}(t) \cdot 10^5$	$C(t) \cdot 10^6, \text{ см}^2/\text{кг}$	φ_t
Рівень навантаження $\sigma_c = 10,4 \text{ МПа}$					
0	28	0	0	0	0
2	34	3,0	3,0	0,29	0,11
7	35	3,3	3,7	0,34	0,13

14	39	4,1	6,9	0,65	0,25
30	43	4,8	10,2	0,94	0,36
55	49	4,8	16,2	1,51	0,58
100	59	5,0	26,0	2,43	0,93
Рівень навантаження $\sigma_c = 15,8$ МПа					
0	42	0	0	0	0
2	57	2,1	12,9	0,81	0,31
7	61	3,3	15,7	0,97	0,37
14	67	4,1	20,9	1,30	0,50
30	73	4,8	26,2	1,62	0,62
55	85	4,8	38,2	2,37	0,91
100	102	5,0	55,0	3,42	1,31
Рівень навантаження $\sigma_c = 21,0$ МПа					
0	56	0	0	0	0
2	69	2,1	10,9	0,50	0,19
7	74	3,3	14,7	0,68	0,26
14	80	4,1	19,9	0,94	0,36
30	87	4,8	26,2	1,23	0,47
55	99	4,8	38,2	1,77	0,68
100	114	5,0	53,0	2,48	0,95

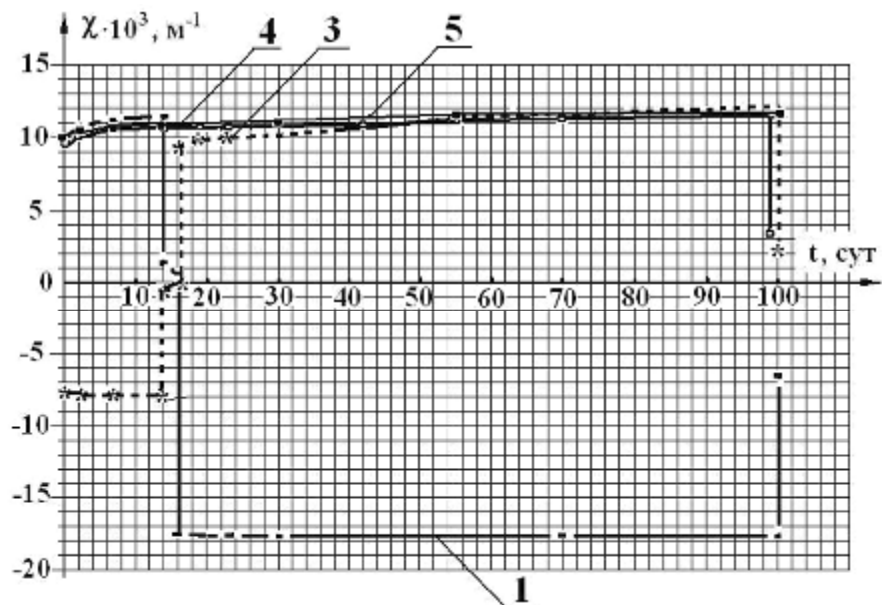


Рис. 4.1 Залежності "кривизна-час" для балок БД-1, БД-3, БД-4 :

1 - дослідна для балки БД-1;

3 - дослідна для балки БД-3;

4 - дослідна для балки БД-4;

5 – теоретична

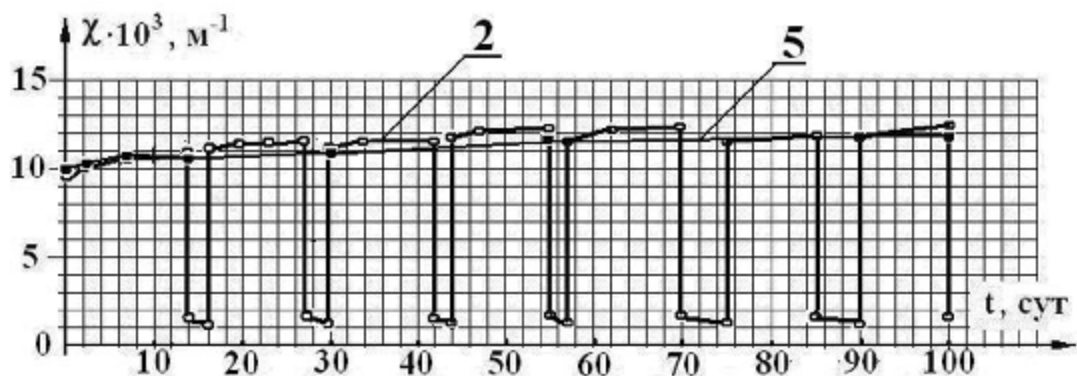


Рис. 4.2 Залежності "кривизна-час" для балки БД-2:

2 - дослідна; 5 – теоретична

4.2. Практичне застосування результатів роботи для споруд, що знаходяться в експлуатації

Практичне застосування отриманих результатів розглядається в першу чергу, з позицій реконструкції і посилення експлуатованих будівель і споруд. При оцінці технічного стану конструкцій і споруд в цілому виконуються такі види робіт [16,

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

18]:

- аналіз технічної документації;
- попереднє встановлення параметрів і критеріїв технічного стану;
- аналіз відмов і ушкоджень;
- встановлення механізмів старіння;
- візуальне обстеження стану конструкцій;
- попередня оцінка технічного стану конструкцій (споруди) на підставі аналізу технічної документації і візуального обстеження;
- розробка програми інструментальних досліджень (при необхідності);
- інструментальне обстеження стану конструкцій;
- аналіз результатів візуального і інструментального обстеження;
- виконання перевірочних розрахунків (при необхідності);
- підготовка висновку про технічний стан конструкцій;
- рекомендації по приведенню конструкцій в придатний для подальшої експлуатації стан;
- обґрунтування можливості продовження терміну експлуатації.

Для оцінки технічного стану конструкцій використовуються [19, 24]:

- критерії відповідності конструкції (споруди) робочої документації (розміри, армування, конструктивні особливості);
- критерії відповідності конструкції (споруди) визначальним параметрам технічного стану (наявність або відсутність неприпустимих дефектів, відповідність застосованих матеріалів вимогам проекту і тому подібне) і задоволення вимогам розрахунку по граничних станах I і II груп.

За відсутності або незначних дефектах, виявлених при візуальному обстеженні, а також відповідності конструкції (побудованої споруди) технічній документації, може бути зроблена остаточна оцінка технічного стану.

За результатами візуального обстеження при виявленні істотних дефектів, що впливають на несучу здатність і довговічність конструкцій, виконується інструментальне обстеження.

За результатами аналізу технічної документації, візуального і

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

інструментального обстежень технічного стану приймається рішення про необхідність виконання перевірного розрахунку.

Критеріями для ухвалення рішення про необхідність виконання перевірочних розрахунків конструкцій і споруд в цілому являються:

- дефекти, що впливають на зниження несучої здатності конструкцій;
- зниження характеристик міцності матеріалів порівняно з проектними (встановлюються шляхом проведення обстеження конструкцій методами руйнівного і неруйнівного контролю);
- зменшення площі робочого перерізу елементу;
- перевищення величин фактичних експлуатаційних навантажень їх проектних значень;
- наявність технологічних дій, не передбачених проектом;
- наявність ЗНС, що негативно впливає на роботу СК і ЗБК [19];
- розвиток нерівномірних деформацій основи.

В ході виконання перевірочних розрахунків передбачається [36, 40]:

- математичне моделювання конструкцій МСЕ з урахуванням встановленого технічного (деформованого) стану;
- розрахунок конструкцій і визначення зусиль і деформацій в елементах розрахункової схеми
- порівняння характеру деформації реального об'єкту і математичної моделі і уточнення, у разі потреби, характеристик жорсткості матеріалів елементів моделі;
- розрахунок уточненої моделі, визначення зусиль і переміщень;
- перевірка дотримання умов, що забезпечують несучу здатність і деформативність будівельних конструкцій, будівель і споруд в цілому;
- остаточна оцінка технічного стану конструкцій, будівель і споруд в цілому;
- коригування розрахункової схеми споруди з урахуванням установки елементів посилення і розрахунок нової моделі;
- проектування посилення або заміни конструкцій.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

Оцінка технічного стану конструкцій (споруди) робиться шляхом зіставленням контрольованих параметрів, визначених в ході проведення візуального і інструментального обстежень, з параметрами, які встановлені в проектній або нормативній документації.

За результатами проведених робіт готується укладення про технічний стан будівельних конструкцій і споруди в цілому і робиться висновок про можливість продовження терміну експлуатації або про необхідність виконання робіт з приведення конструкції в стан, що забезпечує експлуатаційну придатність і працездатність.

Просторова стійкість будівлі забезпечувалася жорсткістю подовжніх і поперечних стін.

Аналіз конструктивної системи будівлі дозволив зробити наступні висновки:

- конструктивна система будівлі не є регулярною - несучі внутрішні подовжні стіни уриваються стовпами в центральній частині будівлі і не доводяться до торцевих стін;
- у будівлі відсутні поповерхові залізобетонні або армокам'янні пояси, що забезпечують сприйняття нерівномірних деформацій основи, і деформаційні шви;
- прийнята конструкція перекриттів і покриття не створює горизонтальних дисків жорсткості, які, спільно із стінами, забезпечували б просторову жорсткість і стійкість конструкцій.

В ході реконструкції виконана зміна конструктивної системи будівлі: з безкаркасного з подовжніми несучими стінами воно стало каркасним. Навантаження від перекриття після реконструкції сприймається сталевими колонами. Внутрішні стіни після видалення перекриттів і переопирания конструкцій покриття були демонтовані. Як елементи міжповерхового перекриття використані сталеві головні і допоміжні балки, об'єднані зверху монолітною залізобетонною плитою (рис. 4.3, 4.4). Зовнішні стіни посилені сталевими смугами.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата



Рис. 4.3 Проведення робіт по монтажу металокаркострою (на задньому плані видно залишки подовжніх стін)



Рис. 4.4 Бетонування залізобетонної плити

Перерізи основних несучих елементів і елементів посилення стін будівлі були підбрані на підставі виконаних розрахунків. На першому етапі розрахунку перерізу головних балок підбиралися як для ригелів рами з жорсткими вузлами. Після цього був виконаний розрахунок просторової пластинчато-стержневої системи будівлі і визначені зусилля в елементах розрахункової схеми. Перерізи елементів посилення підбиралися за технологічними вимогами і перевірялися на зусилля, отримані в результаті розрахунку стін у вигляді пластинчато-стержневих систем МСЕ за допомогою ОК ЛИРА.

Розрахунок сталезалізобетонних елементів перекриття виконаний за методикою, викладеною в підрозділах 3.4, 3.6.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

4.3. Практичне застосування результатів роботи для проєктованих споруд

Останніми роками знаходять широке застосування будівлі з монолітним залізобетонним каркасом або із сталевим каркасом і монолітними залізобетонними перекриттями. Розрахунок таких конструкцій слід виконувати МСЕ. Адекватна конструкції модель МСЕ повинна враховувати усі властивості конструктивних елементів, які входять до складу споруди.

Оскільки при виборі (обґрунтуванні) проєктних рішень необхідно виконувати розрахунки по двох групах граничних станів, необхідно розробляти дві розрахункові моделі:

- спрощену - для визначення армування плити при проєктуванні нових конструкцій або перевірки достатності існуючого армування (модель 1);
- ускладнену - практично адекватну існуючій конструкції, для визначення прогинів і переміщень (модель 2).

При розрахунках моделі 1 набувають граничних значень величин навантажень у відповідності вимогами НД [7, 14]. В результаті розрахунку виходять параметри армування (при використанні, наприклад, ОК ЛИРА).

Модель 2 використовується при розрахунках на характеристичні значення величин навантажень. В результаті розрахунку виходять чисельні значення величин деформацій конструкцій.

Як приклад можна розглянути деякі результати розрахунку сталезалізобетонного перекриття будівлі торгового комплексу "Домосфера" м.Києві. Будівля комплексу є триповерховою, прямокутною в плані багатопролітна в обох напрямках каркасна споруда. Крок колон в подовжньому і поперечному напрямках 9 м, висота поверху - 5,25 м.

Каркас є просторовою рамною системою, що складається з жорстко зв'язаних між собою сталевих колон і ригелів. Ригелі розташовуються в двох напрямках (рис. 4.5, 4.6). Колони жорстко сполучаються з монолітними залізобетонними фундаментами.



Рис. 4.5 Загальний вигляд фрагмента сталезалізобетонного перекриття



Рис. 4.6 Спирання сталевих балок перекриття на колону

Просторова жорсткість каркаса забезпечується спільною роботою жорстко сполучених між собою елементів (колон і ригелів) і горизонтальних дисків перекриттів і покриття.

Фрагмент перекриття розрахований з урахуванням спільної роботи сталевих ригелів, допоміжних балок і нерозрізної залізобетонної плити завтовшки 160 мм.

Для визначення НДС, армування плити і напруження в сталевих балках були розроблені модель 1 і модель 2. Результати розрахунку моделі 1 дозволили визначити армування плити. В результаті розрахунку моделі 2 отримані ізополя

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

вертикальних переміщень ригелів і балок. Максимальне вертикальне переміщення плити склало 15,26 мм, а відповідно до п. 2а таблиці. 1 ДСТУ Б В.1. 2-3: 2006 [145] граничний прогин плит перекриттів і покриттів, відкритих для огляду, при прольоті 6 м не повинен перевищувати $L/250=4500/200=22,5$ мм.

Усе вищевикладене дозволило зробити наступні висновки.

1. Розрахунок залізобетонної плити, що вільно спирається на систему сталевих балок, є досить складним завданням, точне рішення якого нині відсутнє.
2. Запропонована методика розрахунку плит, що вільно спираються на систему сталевих балок, ґрунтована на застосуванні МСЕ. Для розрахунку по граничних станах першої групи розробляється спрощена модель 1. Для розрахунку по граничних станах другої групи розробляється адекватна конструкції модель 2, яка враховує специфіку деформації бетону.
3. Методика використана при розрахунках конструкцій реальної будівлі. Застосування методики дозволило обґрунтовано підійти до вибору параметрів сталевих балок і армування плити.

Необхідність в проведенні обстеження конструкцій перекриття над першим поверхом у вбудованих нежитлових приміщеннях житлового будинку за адресою вул. Драгоманова, 40Д в Дарницькому р-ні м. Києва в осях 21-25/АА-В (далі - будівлі) виникла у зв'язку з необхідністю облаштування отворів для установки травелаторів, ліфтів і розміщення на перекритті торгового устаткування.

Будівля складається з двох, складних в плані, двоповерхових об'ємів, розділених деформаційним швом по осі 21.

У конструктивному відношенні будівля є складною конструктивною системою, виконаною в монолітному залізобетоні. Вертикальними несучими елементами є колони і діафрагми, які об'єднані між собою в єдину просторову систему плитами перекриття і покриття.

Просторова жорсткість і стійкість конструкцій каркаса будівлі забезпечується спільною роботою закладених у фундаменти колон, діафрагм, горизонтальних дисків перекриття і покриття, стінами.

У будівлі передбачається розмістити продовольчий магазин (супермаркет "Біла") з характеристичним значенням величини корисного навантаження 5...8 кПа (500...800 кг/м²).

У зв'язку з тим, що проектом спочатку не передбачалося розміщення травелаторів і вантажних ліфтів, в процесі переобладнання будівлі під супермаркет "Біла" для обґрунтування можливості облаштування отворів було виконано обстеження конструкцій з розкриттям для визначення відповідності фактичного армування проектному, а також необхідні розрахунки конструкцій з урахуванням облаштування отворів. На підставі виконаних робіт по обстеженню, оцінці технічного стану і обґрунтуванню можливості облаштування отворів (див. підрозділ 4.3) була розроблена робоча документація на облаштування отворів в перекритті над першим поверхом.

За результатами виконаного обстеження встановлено, що конструкції перекриття, колони і діафрагми в рівні першого поверху не мають дефектів і ушкоджень, які свідчили б про початок руйнування.

Визначення параметрів армування виконане руйнівним методом шляхом вирізки фрагментів плит в місцях облаштування отворів. В ході виконання робіт було встановлено, що застосовані арматурні вироби (сітки) в основному відповідають проекту. Діаметр робочих стержнів сіток визначений за допомогою штангенциркуля і виявився таким, що відповідає проекту, розташування сіток в плані і додаткове армування в місцях стикування з колонами в цілому також відповідало проекту. Розташування сіток в межах висоти плити виявилось таким, що не відповідає проекту (було встановлено зміщення сіток по висоті). Отримані дані були враховані при виконанні перевірочних розрахунків конструкцій перекриття над першим поверхом з урахуванням облаштування отворів.

Розрахункова схема була змодельована з урахуванням посилення металевими елементами, сполучні шпильки для елементів в осях 21-24/АА-А ø 24 мм задані СЕ-55 з жорсткістю для сталі 09Г2С, оскільки шпильки сприймають розтягування і зріз (рис. 4.7). Навантаження в розрахунковій схемі були задані за проектними даними (від ваги конструкцій) і відповідно до завдання замовника.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

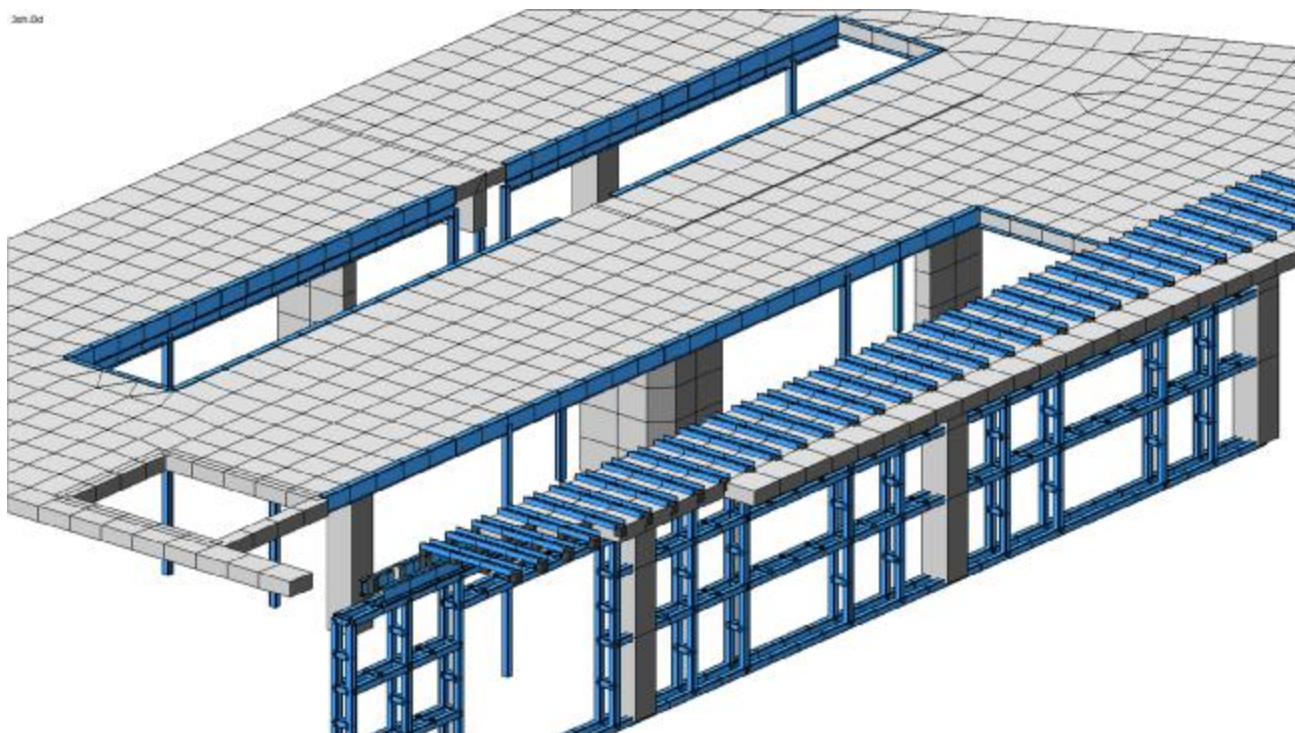


Рис. 4.7 Фрагмент розрахункової схеми в осях 21-24 (3d зображення)

Була виконана перевірка достатності наявної арматури з урахуванням наявності отворів і металевих елементів посилення.

За результатами виконаного обстеження і розрахунків конструкцій був розроблений проект посилення конструкцій в місцях облаштування отворів, який був реалізований в натурі.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У роботі представлено теоретичне узагальнення і експериментальне обґрунтування рішення актуальної науково-технічної задачі, що полягає в створенні методу розрахунку СЗББ при малоповторюваних і знакозмінних режимах навантаження. Ця проблема має важливе народно-господарське значення. Розроблені методи дозволяють розраховувати і проектувати елементи перекриттів як для об'єктів нового будівництва, так і що знаходяться в експлуатації.

У роботі отримані наступні результати.

1. Виконаний аналіз результатів досліджень в області визначення НДС і несучої здатності СЗББ сформульовані передумови і допущення. На основі сформульованих передумов і результатів експериментальних досліджень розроблені методи розрахунку СЗББ при різних режимах навантаження. Розроблені методи розрахунку дозволяють отримати залежності "момент-кривизна" для перерізів балок на всіх стадіях навантаження, аж до руйнування. Підстановка початкових даних у відомі методики деформаційного розрахунку конструкцій дозволяє оцінити як несучу здатність, так і деформативність балок. Криву розвантаження необхідно будувати в припущенні наступної деформації після розвантаження по зворотній кривій навантаження. Після досягнення точки розвантаження (залишкової кривизни, при якій $M=0$) подальша деформація походить від точки по кривій, яка поступово переходить в криву навантаження у зворотному напрямі. З достатньою для практичних цілей точністю деформація при навантаженні, розвантаженні і подальшому навантаженні згинальним моментом протилежного знаку можна описувати апроксимуючими функціями, які можуть бути отримані методом найменших квадратів.

2. Розроблена методика і проведені експериментальні дослідження балок і допоміжних зразків, які дозволили отримати дані про НДС і несучу здатність, а також встановити міру впливу різних видів малоповторюваних і знакозмінних режимів навантаження на деформацію і несучу здатність балок. Основні результати експериментальних досліджень:

- розбіжності у величинах руйнівних згинальних моментів для усіх

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

випробуваних балок при короткочасній дії навантаження склали не більше 12% (максимальне значення для балки КЗН-9 склало $M = 38,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$, а мінімальне, для балки КП-1, - $M = 34,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$);

- розбіжності у величинах руйнівних згинальних моментів для усіх балок, заздалегідь завантажених тривалим навантаженням, при короткочасній дії навантаження склали не більше 14% (максимальне значення для балки БД-2 склало $M = 40,7 \text{ кН}\cdot\text{м}$, а мінімальне, для балки БД-1, - $M = 35,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$);

- вплив малоповторюваних і знакозмінних режимів навантаження на несучу здатність балок несуттєво і сумірно з величиною статистичного розкиду експериментальних даних, тому в розрахунках несучої здатності, вплив попереднього завантаження можна не враховувати;

- вплив небагаторазово повторного режиму навантаження невисокого рівня (не більше 70% від несучої здатності) на деформативність балок не істотний;

- вплив небагаторазово повторного режиму навантаження високого рівня (більше 70% від несучої здатності) на деформативність балок істотний і при розрахунках повинен бути врахований.

3. Розроблений інженерний метод визначення параметрів НДС і жорсткості перерізів балок із сталезалізобетону при малоповторюваних і знакозмінних режимах навантаження. За результатами виконаних розрахунків величина граничного згинального моменту для експериментальних зразків при використанні "точного" методу складає $M = 39,43 \text{ кН}\cdot\text{м}$, а інженерного - $M = 38,43 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Як видно, результати розрахунків практично співпали і задовільно узгоджуються з експериментальними даними.

4. Виконана оцінка точності пропонованого методу розрахунку НДС і несучої здатності балок із сталезалізобетону при різних видах і режимах навантаження. Встановлено задовільне узгодження результатів розрахунків з даними експериментальних досліджень. Середнє значення стосунків розрахункових величин несучої здатності (M_t) до експериментально визначених (M_m) для 15 експериментальних зразків склало $\bar{k} = 1,053$, а

середньоквадратичне відхилення $\sigma = 0,04$, що свідчить про високу точність розробленого методу розрахунку.

5. Практичне застосування отриманих результатів розглядається в першу чергу, з позицій реконструкції і посилення експлуатованих будівель і споруд. Оцінка технічного стану конструкцій (споруди) робиться шляхом зіставленням контрольованих параметрів, визначених в ході проведення візуального і інструментального обстежень, з параметрами, які встановлені в проектній або нормативній документації.

За результатами проведених робіт готується укладення про технічний стан будівельних конструкцій і споруди в цілому і робиться висновок про можливість продовження терміну експлуатації або про необхідність виконання робіт з приведення конструкції в стан, що забезпечує експлуатаційну придатність і працездатність. Розроблена методика оцінки залишкового ресурсу стосовно балок із сталезалізобетону.

Отримані результати впроваджені при рішенні практичних завдань. Методика розрахунку використана при обґрунтуванні конструктивного рішення і проектуванні сталезалізобетонних балок міжповерхового перекриття в процесі виконання робіт по посиленню конструкцій будівлі колишнього гуртожитку за адресою вул. Б. Хмельницького, 39 в м. Запоріжжі, а також при розрахунках сталезалізобетонного перекриття при проектуванні будівлі торгового комплексу "Домосфера" в м. Запоріжжя і конструкція посилення перекриття над першим поверхом у вбудованих нежитлових приміщеннях житлового будинку за адресою вул. Драгоманов, 40Д в м. Кривий Ріг.

Для забезпечення несучої здатності конструкцій і просторової жорсткості, в процесі будівництва і реконструкції будівель були розроблені проекти посилення конструкцій, які реалізовані в натурі.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. → Бамбура·А.Н·К· построению· деформационной· теории· железобетона· стержневых· систем· на· экспериментальной· основе· /· А.М· Бамбура,· О.Б· Гурківський·//·Буд·конструкції·Міжвідом·наук·техн·зб·./·НДІБК.—К.:·НДІБК,·2003.—Вип·59.—Книга·1.—С·121—130.¶
2. → Вейц·Р.И·Предупреждение·аварий·при·строительстве·зданий·/·Р.И·Вейц.—Ленинград·Стройиздат,·Ленингр·отделение,·1984.—144·с.¶
3. → Стороженко·Л.І·Досвід·будівництва·будівель·та·споруд·зі·сталезалізобетонними·конструкціями·/·Л.І·Стороженко,·О.В·Семко,·О.В·Нижник·та·ін·//·Буд·конструкції·Міжвідом·наук·техн·зб·./·НДІБК.—К.:·НДІБК,·2006.—Вип·65.—С·3—6.¶
4. → ДБН·В·2.6-160:2010·Конструкції·будинків·і·споруд·Стале·залізобетонні·конструкції·Основні·положення·/·Мінрегіонбуд·України·—·К.:·Мінрегіонбуд·України,·2011.—55·с.¶
5. → ДБН·В.2.3-14:2006·Споруди·транспорту·Мости·та·труби·Правила·проектування·/·Мінбуд·України·—К.:·Мінбуд·України,·2006.—359·с.¶
6. → ДСТУ·2860-94·Надійність·техніки·Терміни·та·визначення·—Введено·вперше;·Введ·28.12.94.—К.:·Держстандарт·України,·1995.—85·с.¶
7. → ДБН·В.1.2-2:2006·Система·забезпечення·надійності·та·безпеки·будівельних·об'єктів·Навантаження·і·впливи·Норми·проектування·/·Мінбуд·України—К.:·Мінбуд·України,·2006.—60·с.¶
8. → Гурківський·О.Б·Міцність,·жорсткість·та·тріщиностійкість·згинаних·залізобетонних·елементів·при·режимних·навантаженнях·Дис..... канд·техн·наук·05.23.01/·НДІБК—К.,·2004.—145·с.¶
9. → Ржаницын·А.Р·Теория·расчета·строительных·конструкций·на·надежность·/·А.Р·Ржаницын.—М.:·Стройиздат,·1978.—239·с.¶
10. → Барашиков·А.Я·Расчет·железобетонных·конструкций·на·действие·длительных·переменных·нагрузок·/·А.Я·Барашиков.—К.:·Будівельник,·1977.—155·с.¶
11. → Бабич·Є.М·Про·класифікацію·навантажень·на·будівельні·конструкції·

та інженерні споруди / Є.М. Бабич // Гідромеліорація та гідротехнічне будівництво. – Рівне: УДАВГ, 1997. – Вип. 21. – С. 94–99. ¶

12. → Пашинський В.А. Методологія нормування навантажень на будівельні конструкції: Автореф. дис.... доктора техн. наук: 05.23.01 / ПДТУ. – Полтава, 1999. – 33 с. ¶

13. → Бетонні та залізобетонні елементи в умовах малоциклових навантажень / Є.М. Бабич, Ю.О. Круць. – Рівне: Вид-во РДТУ, 1999. – 119 с. ¶

14. → Байков В.Н. О дальнейшем развитии общей теории железобетона / В.Н. Байков // Бетон и железобетон. – 1979. – № 7. – С. 27–29. ¶

15. → Бондаренко В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона / В.М. Бондаренко. – Харьков, Вища-школа. Из-во при Харьк. ун-те, 1968. – 322 с. ¶

16. → Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / А.А. Гвоздев, С.А. Дмитриев, Ю.П. Гуца и др. / Под ред. А.А. Гвоздева. – М.: Стройиздат, 1978. – 262 с. ¶

17. → Прочностные и деформативные характеристики элементов бетонных и железобетонных конструкций: Сб. науч. тр. / НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1981. – 148 с. ¶

18. → Прочность, структурные изменения и деформации бетона / НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1978. – 296 с. ¶

19. → Popovics S. Review of stress-strain relationships for concrete / S. Popovics // ACI Journal. – 1970. – Vol. 67, № 3. – P. 243–248. ¶

20. → Бачинский В.Я. Связь между напряжениями и деформациями бетона при кратковременном неоднородном сжатии / В.Я. Бачинский, А.Н. Бамбура, С.С. Ватагин // Бетон и железобетон. – 1984. – № 10. – С. 18–19. ¶

21. → Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона / НИИСК Госстроя СССР. – К., 1987. – 24 с. ¶

22. → Методические рекомендации по определению параметров диаграммы "σ-ε" бетона при кратковременном сжатии / НИИСК Госстроя СССР. – К., 1985. –

23. → Гольшев А.Б. О диаграмме состояния бетона при осевом сжатии и деформациях его предельной сжимаемости / А.Б. Гольшев // Буд. конструкції: Міжвідом. наук.-техн. зб. / НДІБК. — К.: НДІБК, 2003. — Вип. 58. — С. 21–24. ¶

24. → Бамбура А.М. До аналітичного описання діаграми механічного стану бетону при одноразовому короткочасному деформуванні / А.М. Бамбура // Буд. конструкції: Міжвідом. наук.-техн. зб. / НДІБК. — К.: НДІБК, 2002. — Вип. 57. — С. 31–34. ¶

25. → Зак М.Л. Аналитическое представление диаграммы сжатия бетона / М.Л. Зак, Ю.П. Гуца // Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций: Сб. трудов. — М.: НИИЖБ, 1987. — С. 103–107. ¶

26. → Карпенко Н.И. Диаграммы деформирования бетона для развития методов расчета железобетонных конструкций с учетом режимов нагружения / Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиев // Эффективные маломатериалоемкие железобетонные конструкции: Сб. трудов. — М.: НИИЖБ, 1988. — С. 4–18. ¶

27. → Карпенко Н.И. К построению методики расчета стержневых элементов на основе диаграмм деформирования материалов / Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиев, М.А. Сапожников // Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций: Сб. трудов. — М.: НИИЖБ, 1987. — С. 4–24. ¶

28. → Карпенко Н.И. Расчет стержневых железобетонных конструкций МКЭ с учетом уточненной матрицы жесткости / Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиев, М.А. Сапожников // Изв. Вузов. Строительство и архитектура. — 1991. — № 3 — С. 7–11. ¶

29. → Карпенко Н.И. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры / Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиев, А.Н. Петров // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций: Сб. трудов. — М.: НИИЖБ, 1986. — С. 7–25. ¶

30. → Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко. — М.: Стройиздат, 1996. — 180 с. ¶

31. → EN-1992-1:2001 (Final Draft, April, 2002) Eurocode-2: Design of Concrete

Structures — Part 1: General Rules and Rules for Building. — Brussels. — 2002, October. — 230 p. ¶

32. → ДБН В. 2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні і залізобетонні конструкції. Основні положення / Мінрегіонбуд України. — К.: Мінрегіонбуд України, 2011. — 71 с. ¶

33. → Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона / О.Я. Берг. — М.: Госстройиздат, 1962. — 96 с. ¶

34. → Берг О.Я. Высокопрочный бетон / О.Я. Берг, Е.Н. Щербаков, Г.Н. Писанко. — М.: Изд. лит-ры по строительству. — 1971. — 205 с. ¶

35. → Битько Н.М. Влияние предварительного обжатия на изменение модуля упругости бетонов при последующем кратковременном растяжении / Н.М. Битько, Л.П. Макаренко // Изв. Вузов. Стр-во и архитектура. — Новосибирск. — 1981. — № 10. — С. 22–25. ¶

36. → Макаренко Л.П. Практический способ определения модуля упругости и упругопластических характеристик бетона при сжатии / Л.П. Макаренко, Г.А. Фенько // Изв. Вузов. Стр-во и архитектура. — Новосибирск. — 1970. — № 10. — С. 141–147. ¶

37. → Макаренко Л.П. Сопротивление бетона сжатию и растяжению после кратковременного и длительного сжатия различной интенсивности / Л.П. Макаренко // Изв. Вузов. Стр-во и архитектура. — Новосибирск. — 1985. — № 2. — С. 8–11. ¶

38. → Масюк Г.Х. Особенности сопротивления бетона при знакопеременных напряжениях растяжения-сжатия и их учет при расчете железобетонных элементов: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / ОИСИ. — Одесса, 1985. — 24 с. ¶

39. → Немировский Я.М. Жесткость изгибаемых железобетонных элементов и раскрытие трещин в них / Я.М. Немировский // Исследования обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций: Сб. трудов. — М., 1949. — С. 7–116. ¶

40. → Артемьев В.П. Исследование прочности, трещиностойкости и жесткости

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

предварительно напряженных и обычных балок с арматурой из стали 30ХГ2С.-/
В.П. Артемьев // Изв. Вузов. Стр-во и архитектура. — Новосибирск. — 1958. — № 10. — С. 39–52.¶

¶

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

КМР 202 ПЗ

Архив

87

Додатки

					КМР 202 ПЗ	Аркуш
						88
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Додаток до розділу 2.

2.1 Міцнісні і деформативні характеристики матеріалів

Характеристики бетону визначалися при випробуваннях допоміжних зразків (ДСТУ 6 В.2.7-217: 2009 [15], ДСТУ 6 В.2.7-216: 2009 [14]). Розміри кубів прийняті 100x100x100 мм, призм - 100x100x400 мм

Оскільки сталеві балки виготовлялися з металу однієї партії, для визначення фізико-механічних властивостей металу проби були взяті з однієї балки (фрагменти двох швелерів).

Таблиця 2.3

Міцнісні і деформативні характеристики бетону

Вік випробувань	Кубикова міцність f , МПа	Призмova міцність f_{ca} , МПа	Модуль пружності E_c , МПа	Щільність, кг/м ³
28 діб	50,8	30,3	34500	2365
Після завершення короточасних випробувань	61,8	33,2	38340	2334

Для визначення фізико-механічних властивостей металу балок зі швелерів вирізалися газовим різанням дві заготовки:

- заготовка для випробувань на розрив;
- заготовка для хімічного аналізу.

Міцнісні характеристики визначалися на плоских зразках, виготовлених згідно ГОСТ 1497-84 [13], у лабораторії ПВІ "Агропроект". Результати випробувань зразків прокатної сталі приведені в табл. 2.4.

Таблиця 2.4

Результати випробувань зразків прокатної сталі

Номер проби	Марка металу	Товщина зразка, мм, або профіль	Механічні характеристики		
			тимчасовий опір, МПа	межа текучості, МПа	подовження після розриву, %
1	СтЗсп5	[№10	466	298	31

Результати визначення хімічного складу проб сталі балок приведені в табл. 2.5.

Таблиця 2.5

Результати визначення хімічного складу проб сталі

№ проби	C	Mn	Si	S	P	Cr	Ni	Cu	As	Ti	Al	V	Mo
1	0,20	0,62	0,08	0,045	0,022	0,03	0,02	0,02	0,005	< 0,005	< 0,005	0,0015	0,003

Таблиця 2.6

Результати випробувань балок при короткочасній дії навантаження

Шифр балки	Розміри залізобетонної плити, b*h, мм	Максимальні зусилля і деформації			Граничні зусилля і деформації		
		M _R , кН·м	f _R , мм	χ _R , мм ⁻¹	M _u , кН·м	f _u , мм	χ _u , мм ⁻¹
КП-1	148 x 68	34,9	17,8	-	34,9	17,8	-
КП-2	148 x 68	36,4	16,8	29,7	36,4	16,8	29,7
КП-3	148 x 68	35,0	17,8	31,2	35,0	17,8	31,2
КПОВ-4	150 x 70	36,6	17,3	34,3	36,6	20,8	34,3
КПОВ-5	150 x 70	38,3	18,8	37,8	38,3	21,8	37,8
КПОВ-6	150 x 70	36,0	17,6	35,2	36,0	19,3	21,1
КПОВ-7	148 x 68	35,7	15,5	34,8	35,4	21,4	37,9
КПОВ-8	150 x 70	38,2	15,5	35,1	38,2	21,3	35,1
КЗН-9	150 x 70	38,9	11,4	29,6	36,4	15,0	39,6
КЗН-10	150 x 70	37,1	15,0	31,3	36,2	17,5	36,8
КЗН-11	148 x 68	35,2	13,0	36,9	35,1	14,6	40,8

Додаток до розділу 5

ОХОРОНА ПРАЦІ ПРИ МОНТАЖІ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

5.1 Вимоги до персоналу, що допускається до виробничого процесу.

Охорона праці – це система правових, соціально-економічних, організаційно-технічних, санітарно-гігієнічних засобів, направлених на збереження здоров'я та працездатності людини в процесі праці. Задача охорони праці – звести до мінімуму вірогідність пошкодження або хвороби працюючих з одночасним забезпеченням комфорту при максимальній продуктивності праці. Висока кваліфікація персоналу, науково обґрунтовані правила безпеки праці, правильні умови експлуатації технічних засобів та нова техніка є необхідним факторами, що забезпечують безпеку праці, як при розробці проектної документації, так і на будівельному майданчику [12].

При монтажі сталевих ферм дотримуються особливі заходи безпеки. Перед тим, як допустити робітників до самостійної роботи на будівельному майданчику, необхідно їх ознайомити, а потім перевірити знання з організаційних та загальних заходів з охорони праці на будівельному майданчику.

До самостійних верхолазних робіт допускаються лише особи, які досягли повноліття і віком до 60 років, які пройшли повний медичний огляд, мають стаж верхолазних робіт не менше одного року і тарифний розряд не нижче третього. Медичний огляд працівник повинні проходити згідно з «Положенням про медичний огляд працівників визначених категорій», затвердженим наказом № 45 від 31.03.1994р. Міністерством охорони здоров'я України. Якщо є необхідність підбору працівників, зв'язаних з роботами, викладеними в «Переліку робіт, де є потреба в професійному доборі», затвердженому наказом №263/121 від 23.09.1994р. Міністерство охорони здоров'я України, їх необхідно направити на медичну перевірку на психофізіологічні показники. Не можна допускати до роботи з монтажу будівельних конструкцій осіб, які не визнані придатним після медичного

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

огляду, професія і кваліфікація яких не відповідає характеру роботи. Якщо особа знаходиться в нетверезому стані, її необхідно негайно вивести з території монтажної площадки зі складанням акта встановленої форми. Якщо до роботи допускається робітник з менш ніж однорічним стажем, він повинен працювати під наглядом досвідчених робітників і майстрів.

Для того, щоб знизити відсоток травматизму працівників на будівництві, необхідно навчити їх правильним прийомам роботи. Перед тим як допустити їх до роботи, з робітниками проводиться ввідний інструктаж інженером з охорони праці або особою, на яку покладено обов'язки інженера по охороні праці.

Інструктаж та навчання усіх працюючих проводиться у вигляді ввідного інструктажу, інструктажу на робочому місці, щоденного (поточного) інструктажу, періодичного (повторного) інструктажу, непланового інструктажу, курсового навчання.

Ввідний інструктаж необхідно проводити з усіма найманим працівниками, незалежно від їх освіти, посади та стажу роботи. Після його проведення в журналі реєстрації робиться відповідний запис з обов'язковим підписом того, кого інструктують та того, хто проводить цей інструктаж. Повторно інструктаж необхідно проводити кожні шість місяців.

5.2 Вимоги до будівельно – монтажної площадки

Необхідно забезпечити охорону праці на самому будівельному майданчику. Організація будівельного майданчика (розташування санітарно – побутових містечок і ділянок, складських площадок, огорожень, мереж тимчасового електропостачання, водопостачання і пожежогасіння, тимчасових і постійних доріг і шляхів руху, стоянок для роботи вантажопідіймальних машин і механізмів), повинна відповідати буд генплану підготовчого періоду, розробленому в складі ПКД і ПВР. Будівельно - монтажна площадка повинна розташовуватися в межах ділянки, яку було відведено для забудови згідно з актом – допуском, оформленим за

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

встановленим порядком. На період інженерної підготовки будівельно – монтажну площадку необхідно звільнити від усіх факторів, що заважають зведенню об'єкта (споруд, будинків, дерев). Після проведення усіх необхідних заходів інженери виконують першочергові роботи по плануванню території, такі як перенесення існуючих підземних і наземних інженерних споруд, влаштування тимчасового стоку поверхневих вод, геодезичну розбивку, будують автодороги, шляхи руху і стоянки вантажопідйомних машин і механізмів, влаштування тимчасового освітлення, мережі водопостачання, енергопостачання і пожежогасіння, зведення усіх необхідних тимчасових будинків і споруд, при цьому використовуючи вже існуючі будинки чи збірно – розбірні і пересувні тимчасові побутові приміщення. Ці будови повинні розташовуватися стосовно об'єктів, які виділяють пил, шкідливі пари і гази (бункерних естакадах, бетонорозчинних вузлах, сортувальних пристроях) на відстані не менше 50 м з навітряного боку вітрів переважного напрямку. Убиральні розміщуються на відстані не більше 100 м від робочих місць і не менше ніж на 15 м від споруджувального об'єкта і існуючих адміністративно – господарських житлових приміщень та не менше ніж на 25 м від джерел водопостачання.

Окремо виділяються при організації будівельно – монтажної площадки ділянки відведені під монтажні роботи, дії вантажопідйомних машин і механізмів, робочі місця, під проходи для людей, де виникають небезпечні для працюючих зони, у межах яких постійно діють чи потенційно можуть діяти небезпечні виробничі фактори, такі як неізольовані струмоведучі частини електроустановок, ЛЕП, необгороджені перепади по висоті на 1,3 м і більше, місця де рівні вібрації, шуму або забруднення повітря перевищують допустимі гігієнічні норми. Така територія і повинна бути огорожена захисним огородженням за ГОСТ 2340 – 78 «Огороження інвентарні будівельних майданчиків і ділянок будівельно – монтажних робіт. Технічні

умови.» і ГОСТ 12.4.059 – 89 «Будівництво. Огородження запобіжні інвентарні. Загальні технічні умови.»

Захисне огороження – це пристрої, що призначені для запобігання ненавмисному доступу людей у зону дії небезпечного виробничого фактора.

Зони потенційно діючих виробничих факторів (споруди, поверхи (яруси) будинків і споруд, над якими відбувається монтаж будівельних конструкцій, ділянки поблизу споруджуваного будинку, монтажні зони, зони переміщення машин чи їх частин, робочих органів, місць над якими відбувається переміщення вантажів), необхідно огороджувати *сигнальними огороженнями* за вимогами ГОСТ 2340 – 78 і ГОСТ 12.4.059 – 89.

Сигнальне огороження – це пристрої, призначені для попередження наявності потенційно діючих небезпечних факторів і позначення зон обмеженого доступу.

Небезпечними зонами на будівельно – монтажному майданчику є:

- межі дії монтажних кранів;
- межі котловану та траншеї глибиною більше ніж 1 м;
- місця зварювальних робіт і робіт з легкозаймистими матеріалами;
- зони роботи землерийних машин;
- зони та ділянки доріг з інтенсивним рухом транспорту;
- місця зварювальних робіт і робіт з легкозаймистими матеріалами.

Зона дії екскаватора, де він є небезпечним визначається із розрахунку максимального радіусу дії плюс 5 м. Небезпечна зона дії самохідного стрілового крану визначена із розрахунку максимального вильоту стріли плюс 7 м при висоті споруди до 20 м.

Грунт, вийнятий з котловану, необхідно розташовувати на відстані не менше 0,5 м від бровки. Для спуску в котлован передбачено драбини (трапи) шириною 0,6 м з перильними огороженнями висотою 1,1 м.

Єдина транспортна сітка будівельних майданчиків складається з тимчасових і постійних доріг, що мають кільцеву схему руху. Прокладаються дороги у порядку черговості об'єкту будівництва, відповідно календарного

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

плану та будгенплану. При русі транспорту в одну сторону ширина дорожнього полотна складає 4,0 м. Для розвантажувальних робіт у зоні дії кранів передбачаються майданчики шириною 7 – 8 м та довжиною 12 – 14 м. Радіус кривизни дороги складає 8 м.

Схема руху транспорту встановлюється на самому в'їзді до будівельного майданчика. Дорожні знаки встановлюються на узбіччях доріг та переїздів, повинні бути добре видимими, так як саме вони регламентують порядок руху транспорту. Швидкість руху знаходиться в межах до 10 км/год на прямих ділянках, та до 5 км/год – на поворотах та на території будівництва.

Під час виконання робіт по переміщенню вантажів у темний час доби, будівельно – монтажна ділянка повинна бути добре освітлена, так як саме недостатнє розміщення світлового потоку на робочих місцях в темний час доби підвищує показник виробничого травматизму. Освітлення виконується з переставних інвентарних прожекторних щогл, електроприладів освітлення, що встановлені на металеві конструкції вантажопідіймальних кранів. Розрізняють два типи освітлення :

- робоче освітлення;
- охоронне штучне освітлення.

В першому випадку, встановлюють прожектори на стовпах із розрахунку не менше 2 лк на рівні землі. Місцеве робоче освітлення здійснюють прожекторами з лампами ДРЛ на металевих полегшених щоглах.

В другому випадку, використовують прожектори загального робочого освітлення із розрахунку, що світла на будівельному майданчику повинно бути не менше 0,5 лк на рівні землі в горизонтальній площині. На електричну частину вищевказаних способів освітлення необхідно розробляти спецпроект.

По завершенню всіх цих підготовчих робіт, необхідно скласти акт підготовки площадки. Це документ, що підтверджує готовність будівельно – монтажної площадки до початку монтажу будівельних конструкцій.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

5.3 Вимоги до складування, збереження і транспортування вихідних матеріалів

Задля ефективного виконання календарного плану будівництва, необхідно встановити в технологічних картах на виконання ВРР чіткий порядок доставки конструкцій на будівельний майданчик з урахуванням технологічної послідовності виконання робіт, розмірів приоб'єктних складів і збірно – укрупнювальних площадок, тип транспорту згідно вантажу, якості доріг, способів укладки і закріплення вантажу, місць розташування вантажопідйомних машин і складування виробів, місцевих кліматичних умов а також забезпечити ритмічний і якісний монтаж будівельних конструкцій. Це реалізується шляхом створення при об'єктах будівництва складів конструкцій. Загальну потребу в складських площах визначають за найбільш інтенсивним періодом виконання монтажних робіт. На центральних складах необхідно мати тримісячний запас металоконструкцій з урахуванням площ для сортування та укрупнювального складання металоконструкцій та півторамісячний запас збірного залізобетону з урахуванням площ для сортування конструкцій. Що стосується приоб'єктних складів, то там вже необхідно дати двотижневий запас металоконструкцій та п'ятиденний – для збірного залізобетону.

Площадки для складування, укрупнення і збереження будівельних конструкцій і матеріалів необхідно спланувати, утрамбованими і у деяких випадках, відсипані не просадним матеріалом (гравієм, щебенем, шлаком), що відповідає розрахункам з ухилами для стоку вод. Також необхідно прийняти міри для виключення довільного зміщення конструкцій. Майданчики складування огорожують парканом висотою 1,2 м і обладнують знаками безпеки і табличками з назвами виробів і конструкцій.

При складуванні матеріали на відкритому повітрі, необхідно це робити за розробленими та затвердженими технологічним картами, де зазначено місця і розміри площадок для складування з розмірами проходів. Технологічна карта складування – це план складу, де позначено місця та розміри штабелів

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

вантажів, проходи для людей, шляхи транспорту, колії рейкових кранів та зони їх дії, місця встановлення самохідних кранів, транспорту під навантаження та розвантаження.

Будівельні конструкції та матеріали необхідно зберігати з дотриманням певних умов:

- кроквяні і підкроквяні ферми – у вертикальному положенні в спеціальних касетах чи кондукторах;
- ригелі, колони і сталеві балки – у штабелях висотою до 2 м на підкладках і прокладках;
- стінові панелі «сендвіч» - у пакетах висотою штабеля 2,4 м, два пакети по висоті за умов укладання поруч у положенні «плашмя» двох пакетів (в одному палеті 13 панелей);
- плити покриття і перекриттів – у штабелях висотою до 2,5 м на підкладках і прокладках;
- профільні листи – у пачках, при укладанні поруч двох пачок у плані і двох пачок по висоті 1,6 м;
- великогабаритне та великовагове устаткування і його частини – в один ряд на підкладках;
- труби діаметром до 300 мм – у штабелях висотою до 3 м у сідло без підкладок. Нижній ряд труб повинен бути покладений на підкладки і укріплений інвентарними металевими башмаками чи кінцевими упорами.

При виконанні вантажно – розвантажувальних робіт, необхідно дотримуватись безпеки праці згідно з вимогами ГОСТ 12.3.009 – 76 «Роботи вантажно – розвантажувальні. Загальні вимоги безпеки» і ДНАОП 0.00 – 1.03.- 93. Якщо вантажно – розвантажувальні роботи виконуються на залізних коліях, тобто використовується залізничний транспорт, необхідно дотримуватись «Правил техніки безпеки і виробничо санітарної при вантажно – розвантажувальних роботах на залізничному транспорті»

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

Української залізниці. Всі роботи виконуються під керівництвом спеціально призначеної особи.

При відкриванні люків піввагонів, дверей вагонів і бортів платформ,. Необхідно застосовувати спеціальні важелі. Не можна знаходитися в зоні можливого падіння вантажу, відкривання борту кришки або люка. Вивантажувати вантаж на шляху і між колією, а також захащувати їх будь-чим забороняється. При розвантаженні і укладанні, перед навантаженням у вагони матеріалів і конструкцій поблизу залізничних колій між вантажем і найближчою до нього рейкою повинен бути оставлений прохід шириною 2 м.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата