

Міністерство освіти і науки України
Державний вищий навчальний заклад
"Національний гірничий університет"

Будівництва
(факультет)

Кафедра **будівництва, геотехніки і геомеханіки**
(повна назва)

ПОЯСНОВАЛЬНА ЗАПИСКА
дипломного проекту (роботи)
магістра
(назва освітньо-кваліфікаційного рівня)

галузь знань **19 Архітектура та будівництво**
(шифр і назва галузі знань)

спеціальність **192 Будівництво та цивільна інженерія**
(код і назва спеціальності)

спеціалізація **Промислове і цивільне будівництво**
(назва спеціалізації)

освітній рівень **вища освіта**
(назва освітнього рівня)

кваліфікація **2142.2 Інженер-будівельник**
(код і назва кваліфікації)

на тему:

Підсилення стержневих конструкцій житлових будинків.

Виконавець:

студент II курсу, групи 192М-16-1 ФБ

(підпис)

Шовковец А.Ю.
(прізвище та ініціали)

Керівники	Прізвище, ініціали	Оцінка	Підпис
проекту	Іванова Г.П.		
розділів:			
1.	Іванова Г.П.		
2.	Іванова Г.П.		
3.	Іванова Г.П.		
4.	Іванова Г.П.		
Рецензент	Ліхачова О. В.		
Нормоконтроль	Григор'єв О.Е.		

Дніпро
2018

**Державний вищий навчальний заклад
"Національний гірничий університет"**

ЗАТВЕРДЖЕНО:
завідувач кафедри

_____ (повна назва)

_____ (підпис)

_____ (прізвище, ініціали)

« _____ » _____ 20__ року

**ЗАВДАННЯ
на виконання кваліфікаційної роботи магістра
спеціальності 192 Будівництво та цивільна
інженерія**

(код і назва спеціальності)

студенту 192М-16-1 ФБ
(група)

Шовковец А.Ю.
(прізвище та ініціали)

Тема дипломної роботи Підсилення стержневих конструкцій житлових будинків.

1 ПІДСТАВИ ДЛЯ ПРОВЕДЕННЯ РОБОТИ

Наказ ректора ДВНЗ "НГУ" від _____ 12.01.2018 _____ № 36-л

2 МЕТА ТА ВИХІДНІ ДАНІ ДЛЯ ПРОВЕДЕННЯ РОБІТ

Об'єкт досліджень залізобетонні балки покриттів і перекриттів житлових будинків

Предмет дослідження напружено деформований стан згинальних елементів, які підсилюються

Мета НДР розвиток і експериментальне обґрунтування методики розрахунку підсилення залізобетонних конструкцій, що згинаються, зміною статичної схеми з урахуванням режиму навантаження.

Вихідні дані для проведення роботи _____

3 ОЧІКУВАНІ НАУКОВІ РЕЗУЛЬТАТИ

Наукова новизна Теоретичне дослідження підсилення залізобетонних конструкцій під навантаженням із зміною статичної схеми при урахуванні особливостей впливів, властивостей матеріалів і специфіки конструктивних рішень, що визначає її актуальність.

Практична цінність При реконструкції і технічному переозброєнні діючих підприємств і пов'язаних з цією зміною об'ємно-планувальних рішень об'єктів, збільшенням величини і характеру дії корисних навантажень виникає необхідність підсилення експлуатованих будівельних конструкцій.

4 ВИМОГИ ДО РЕЗУЛЬТАТІВ ВИКОНАННЯ РОБОТИ

Розробити на підставі проведених експериментально-теоретичних досліджень практичні рекомендації за розрахунком міцності, тріщиностійкості і деформативності підсилених конструкцій.

5 ЕТАПИ ВИКОНАННЯ РОБІТ

Найменування етапів робіт	Строки виконання робіт (початок-кінець)
Аналіз проведених доступних досліджень з підсилення залізобетонних конструкцій.	16.10.2017-10.11.2017
Аналіз найбільш поширених пошкоджень згинальних залізобетонних елементів та методу їх усунення.	10.11.2017-07.12.2017
Розрахунок міцності і деформативності залізобетонних згинальних елементів конструкцій, підсилених під навантаженням.	07.12.2017-05.01.2018
Аналіз напружень і деформацій в перерізі залізобетонних згинальних елементів після підсилення.	05.01.2018-16.01.2018

6 РЕАЛІЗАЦІЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ТА ЕФЕКТИВНІСТЬ

Економічний ефект _____

Соціальний ефект Підсилення будівельних конструкцій викликане необхідністю відновлення експлуатаційних якостей конструкції, усунення дефектів і пошкоджень, а також зміною технології і перепрофілюванням об'єктів. _____

7 ДОДАТКОВІ ВИМОГИ

Пояснювальна записка магістерської роботи з оформлення має відповідати вимогам ДСТУ 3008-95 «Документація. Звіти у сфері науки і техніки. Структура та правила оформлення».

Завдання видав

_____ (підпис)

Іванова Г.П.

(прізвище, ініціали)

Завдання прийняв до виконання

_____ (підпис)

Шовковец А.Ю.

(прізвище, ініціали)

Дата видачі завдання: _____ 15.10.2017 _____

Термін подання дипломної роботи до ЕК 19.01.2018 _____

АНОТАЦІЯ

Дипломна робота 96 сторінок, 79 рисунків, 6 таблиць та 53 літературних джерел.

Ключові слова: залізобетонні конструкції, згинальні елементи, підсилення, міцність, деформативність.

Об'єктом досліджень є залізобетонні балки покриттів і перекриттів житлових будинків

Предметом досліджень являється напружено деформований стан згинальних елементів, які підсилюються.

Мета роботи - розвиток і експериментальне обґрунтування методики розрахунку підсилення залізобетонних конструкцій, що згинаються, зміною статичної схеми з урахуванням режиму навантаження.

Основні задачі дослідження:

1. Виконати наліз доступних досліджень з аналізу напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій, що підсилюються під навантаженням.

2. Встановити вплив на напружено-деформований стан і на характер руйнування складених конструкцій рівня попереднього навантаження основного елемента, міцності і площ складових поперечний переріз бетонів.

3. Розробити на підставі проведених експериментально-теоретичних досліджень практичні рекомендації за розрахунком міцності, трещиностойкості і деформативності підсиленних конструкцій.

Дипломна робота складається зі вступу, чотирьох розділів, висновку з основними висновками, списку літератури.

У вступі обґрунтовується актуальність даної теми, приведена загальна характеристика роботи і її основні положення.

У першому розділі представлений огляд стану і концепції розвитку методів підсилення і розрахунку залізобетонних конструкцій. Розглянуті доступні експериментальні дослідження з підсилення згинальних залізобетонних конструкцій.

Другий розділ присвячений аналізу основних дефектів і пошкоджень залізобетонних балок. Виявлено основні силові та не силові чинники, що сприяють розвитку пошкоджень залізобетонних конструкцій. Наведені граничні значення прогинів та ширини розкриття тріщин відповідно до призначення будівель і споруд, а також використаних матеріалів. Систематизовані методи усунення основних дефектів, та вказані технологічні обмеження на застосування тих чи інших конструктивних рішень.

У третьому розділі виконана побудова розрахункового алгоритму для визначення міцності і деформативності підсиленних залізобетонних конструкцій з урахуванням передісторії навантаження, фізичній нелінійності роботи матеріалів і з урахуванням усадки.

У четвертому розділі наведені аналітичні дослідження приведені дослідні дані по дослідженню трансформації конструктивної системи із статично визначної конструкції в статично невизначну. Дані оцінки впливу режиму вантаження підсиленої конструкції на міцність і деформативності.

ВСТУП.....	10
РОЗДІЛ 1 АНАЛІЗ ПРОВЕДЕНИХ ДОСТУПНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ З ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ.	12
1.1. Способи підсилення залізобетонних конструкцій	12
1.2. Методи розрахунку підсилення залізобетонних конструкцій	18
1.3. Експериментальні дослідження напружено-деформованого стану підсилених елементів	32
1.4. Висновки до розділу 1	37
РОЗДІЛ 2 АНАЛІЗ НАЙБІЛЬШ ПОШИРЕНИХ ПОШКОДЖЕНЬ ЗГИНАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ТА МЕТОДІВ ЇХ УСУНЕННЯ	39
2.1. Характерні дефекти згинальних залізобетонних елементів	39
<u>2.1.1. Оцінка технічного стану залізобетонних згинальних елементів за прогинами</u>	<u>41</u>
<u>2.1.2. Оцінка технічного стану залізобетонних згинальних елементів за тріщиноутворенням і шириною розкриття тріщин</u>	<u>43</u>
2.2. Методи усунення дефектів і підсилення залізобетонних балок	46
РОЗДІЛ 3 МЦНІСТЬ І ДЕФОРМАТИВНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ КОНСТРУКЦІЙ, ПІДСИЛЕНИХ ПІД НАВАНТАЖЕННЯМ	59
3.1 Розрахункові моделі силового опору залізобетону	59
3.2. Основні положення визначення напружено деформованого стану залізобетонних конструкцій, що підсилюються	72
3.3. Підсилення стержневих конструкцій під навантаженням	72
3.4. Визначення напружень і деформацій в перерізі залізобетонних елементів, що згинаються, до підсилення	74
РОЗДІЛ 4 АНАЛІЗ НАПРУЖЕНЬ І ДЕФОРМАЦІЙ В ПЕРЕРІЗІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ПІСЛЯ ПІДСИЛЕННЯ	88
4.1. Визначення зусиль в згинальних залізобетонних конструкціях на окремих стадіях підсилення	88
4.2. Залізобетонні згинальні елементи прямокутного перерізу	91
4.3. Залізобетонні згинальні елементи таврового перерізу	93
4.4. Висновки до четвертого розділу	105

ВСТУП

При реконструкції і технічному переозброєнні діючих підприємств і пов'язаних з цією зміною об'ємно - планувальних рішень об'єктів, збільшенням величини і характеру дії корисних навантажень виникає необхідність підсилення експлуатованих будівельних конструкцій.

Вибір методу підсилення конструкцій залежить від конструктивного рішення будівлі, умов експлуатації і інших факторів. Одним з найбільш ефективних є метод підсилення залізобетонних конструкцій зміною статичної схеми, який дозволяє істотно підвищити корисне навантаження без значної витрати матеріалів. В результаті підсилення окремі конструкції трансформуються в єдину статично невизначну систему. Напружено деформований стан цієї системи визначається зміною граничних умов і трансформацією внутрішніх і зовнішніх зв'язків, адаптацією конструктивної системи до зовнішніх впливів. У нормативних документах при проектуванні підсилення залізобетонних конструкцій відмічені фактори враховуються дуже приблизно.

Підсилення залізобетонних конструкцій в більшості випадків проводиться під навантаженням, за винятком підсилення окремих збірних елементів, що не входять в конструктивну систему будівлі. Тому при проектуванні підсилення необхідно повною мірою враховувати напружено деформований стан залізобетонної конструкції, який обумовлений передісторією завантаження.

Дана робота присвячена теоретичному дослідженню підсилення залізобетонних конструкцій під навантаженням із зміною статичної схеми при урахуванні особливостей впливів, властивостей матеріалів і специфіки конструктивних рішень, що визначає її актуальність.

Об'єктом досліджень є залізобетонні балки покриттів і перекриттів житлових будинків

Предметом досліджень являється напружено деформований стан згинальних елементів, які підсилюються.

Мета роботи - розвиток і експериментальне обґрунтування методики розрахунку підсилення залізобетонних конструкцій, що згинаються, зміною статичної схеми з урахуванням режиму вантаження.

Основні задачі дослідження:

4. Виконати аналіз доступних досліджень з аналізу напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій, що підсилюються під навантаженням.

5. Встановити вплив на напружено-деформований стан і на характер руйнування складених конструкцій рівня попереднього навантаження основного елемента, міцності і площ складових поперечного перерізу бетонів.

6. Розробити на підставі проведених експериментально-теоретичних досліджень практичні рекомендації за розрахунком міцності, тріщиностойкості і деформативності підсилених конструкцій.

Структура і об'єм роботи. Магістерська робота складається зі вступу, 4 розділів, висновків, списку літератури з 53 джерел.

РОЗДІЛ 1 АНАЛІЗ ПРОВЕДЕНИХ ДОСТУПНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ З ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ.

1.1. Способи підсилення залізобетонних конструкцій

Підсилення будівельних конструкцій викликане необхідністю відновлення експлуатаційних якостей конструкції, усунення дефектів і пошкоджень, а також зміною технології і перепрофілюванням об'єктів.

Вибір того або іншого методу підсилення конструкцій залежить від можливої зміни об'ємно планувального рішення, діючих навантажень і умов експлуатації.

До теперішнього часу накопичений значний досвід по проектуванню підсилення залізобетонних конструкцій, запропонована безліч різних способів і конструктивних рішень [4, 19 -22, 24, 26, 28, 33-36, 42, 44, 51].

В ряді робіт [20, 51] приведена класифікація методів підсилення залізобетонних конструкцій, що враховує технологію виконання підсилення і метод підвищення несучої здатності збільшенням площі перерізу, зміною напруженого стану, зміною статичної схеми.

Одним з найбільш ефективних способів являється підсилення конструкцій із зміною статичної схеми. Даний спосіб підсилення дозволяє істотно підвищити величину корисного навантаження, без значної витрати матеріалу на збільшення перерізу елементів за рахунку перерозподілу внутрішніх зусиль при зміні статичної схеми і введенням додаткових зв'язків.

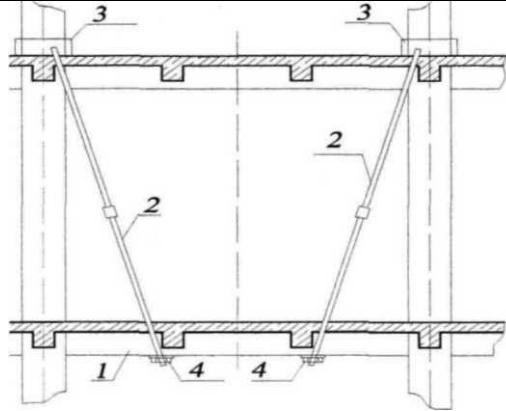
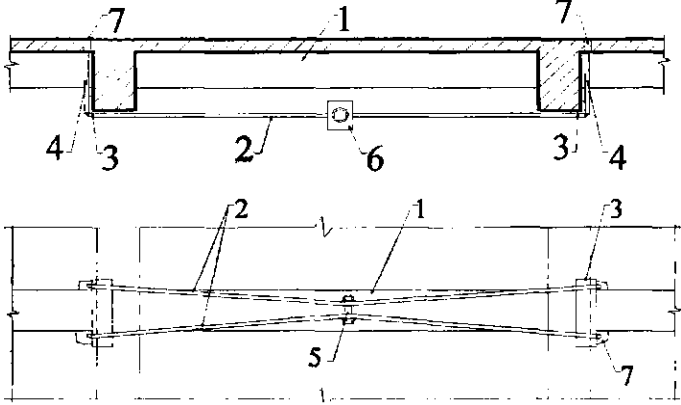
Однак в деяких випадках підсилення за даним способом виникає необхідність збільшення перерізу конструкції для установки додаткових внутрішніх зв'язків і в даних випадках застосовується комплексний метод підсилення - зміна статичної схеми з нарощуванням перерізу підсилюваного елементу. Для зменшення пролітних моментів в залізобетонних згинальних

елементах, їх об'єднують в єдину конструктивну систему, тобто їх з'єднують між собою.

У таблиці 1.1 приведені деякі приклади по підсиленню залізобетонних згинальних елементів із зміною статичної схеми.

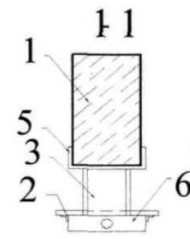
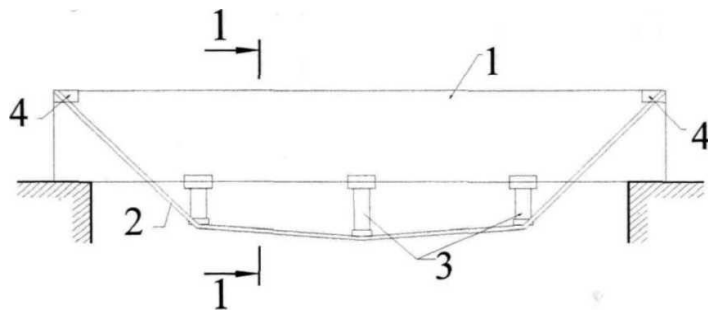
Таблиця 1.1.

Підсилення залізобетонних згинальних елементів із зміною статичної схеми

Підсилення шляхом установки тяжів	
	<p>1-ригелі, що підсилюються; 2- тяжі; 3- анкерні пристрої у вигляді металевих обойм; 4- стяжні гайки.</p>
Підсилення затяжками за допомогою стяжного болта	
	<p>1 – балка, що підсилюється; 2- горизонтальні затяжки; 3- горизонтальні затяжки; 4- вертикальні стержні анкеру; 5- натяжний болт; 6- шайба; 7- отвір, що закладається після установки анкеру.</p>

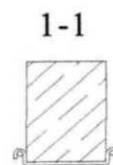
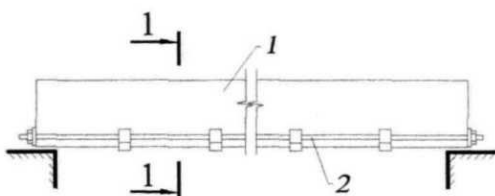
Продовження Таблиця 1.1.

Підсилення шляхом улаштуванням шпренгельних систем з жорсткими розпірками



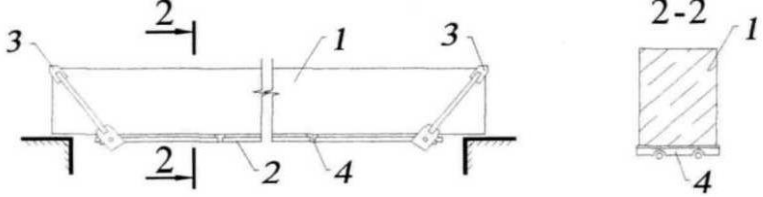
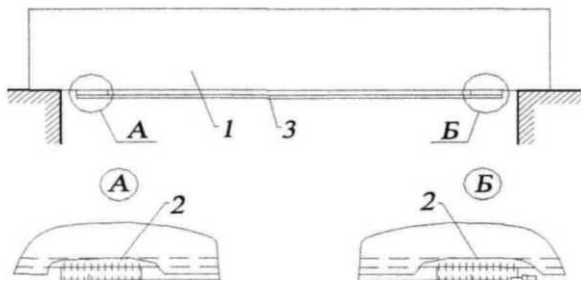
1 – балка, що підсилюється;
 2- шарнірно-стержневий ланцюг, що складається з двох кутників;
 3- стійки зі швелерів або двотаврів;
 4- опорний пристрій;
 5- опорна деталь зі швелера;
 6- пластина з отвором для підвішування натяжного вантажу.

Установка додаткової попередньо напруженої арматури. Підсилення балки додатковою горизонтальною попередньо напруженою арматурою



1 – балка, що підсилюється;
 2- попередньо напружена арматура;
 3- анкерний пристрій;
 4- опорний лист.

Продовження Таблиця 1.1.

<p>Установка додаткової поперечно напруженої арматури. Підсилення балки шпренгельною арматурою</p>	
	<p>1 – балка, що підсилюється; 2- поперечно напружена арматура; 3- анкерний пристрій; 4- опорний лист.</p>
<p>Установка додаткової поперечно напруженої арматури. Механічний спосіб натягання арматури підсилення.</p>	
	<p>1- балка, що підсилюється; 2- оголена арматура балки; 3- додаткова поперечно напружена арматура; 4- коротиш; 5- пристрій натягування арматури.</p>

Продовження Таблиця 1.1.

<p>Установка додаткової попередньо напруженої арматури. Електротермічний спосіб натягання арматури підсилення.</p>	
	<p>1- балка, що підсилюється; 2- оголена арматура балки; 3- додаткова попередньо напружена арматура; 4- коротиш.</p>
<p>Залучення в роботу окремих конструкцій</p>	
<p style="text-align: center;">розрахункова схема до і після підсилення</p>	<p>1- плита перекриття; 2- бетон підсилення; 3- додаткова арматура; 4- опора.</p>

Відомо, що всі методи підсилення залізобетонних конструкцій діляться на два основні напрями при виробництві підсилення конструкцій:

- без розвантаження конструкції;

– з попереднім розвантаженням конструкції.

При виконанні підсилення конструкції з розвантаженням можна виділити наступні способи: підсилення при повному розвантаженні з подальшим виключенням конструкції з роботи, тобто зведення дублюючої конструкції; підсилення окремих конструкцій; її заміну на нову конструкцію.

Способи і конструктивні прийоми підсилення під навантаженням поділяються на:

- підсилення збільшенням площі перерізу конструкції із зміною статичної схеми;

- підсилення із зміною статичної схеми і напруженого стану.

З представлених способів підсилення видно, що в більшості випадків різні способи взаємозв'язані, наприклад, провести грань між способами підсилення із зміною конструктивної схеми і підсиленням з частковим розвантаженням конструкції досить складно.

Заздалегідь напружені зтягування або шпренгеля, по суті, є розвантажувальними конструкціями для існуючих елементів, що згинаються, а додаткові залізобетонні опори, призначені для підсилення елементів, що згинаються, частково розвантажують підсилюваний елемент і суміжні конструкції.

Підсилення з розвантаженням конструкції виконується для окремих елементів, що не входять в єдину конструктивну систему (нерозрізні балки, елементи каркаса і так далі). Тому даний напрям розглянутий як окремий випадок.

Підсилення без розвантаження конструкції пов'язане з рядом специфічних питань розрахунку цих конструкцій. Для точнішого і надійнішого проектування необхідно розглядати всю передісторію роботи конструкції: від моменту зведення системи до вичерпання несучої здатності підсиленої під навантаженням конструкції. При цьому необхідно враховувати вплив історії завантаження, роботу конструкції в процесі її

експлуатації, деформативність і тріщиностійкість конструкції після підсилення, нелінійність деформації конструкції і перерозподіл внутрішніх зусиль між підсилюваною і підсилюючою частинами конструкції.

1.2. Методи розрахунку підсилення залізобетонних конструкцій

Особливістю підсилених залізобетонних конструкцій є спільна робота бетонів з різними міцнісними і деформативними характеристиками, вплив на роботу конструкції історії вантаження, наявність пошкодження в конструкціях. Цими факторами визначаються ряд специфічних питань проектування підсилення залізобетонних конструкцій, а саме: забезпечення міцності контакту бетонів; урахування відмінностей деформації повзучості і усадки «старого» і «нового» бетонів; вплив історії завантаження попередньої експлуатації «старої» конструкції на деформативність і тріщиностійкість всієї конструкції; перерозподіл внутрішніх зусиль між "старим" і "новим" бетонами, між бетонами і арматурою; урахування нелінійності деформації підсиленої конструкції.

Практикою проектування висуваються завдання розрахунку деформацій залізобетонних конструкцій на стадіях дії проектного навантаження і на стадіях, близьких до руйнування. В наслідок прояву пластичних деформацій бетону можливі значні переміщення конструкцій і їх елементів, які можуть привести до зміни розрахункових схем, збільшення ексцентриситету повздовжньої сили, що у свою чергу може істотно вплинути на роботу всієї споруди. Тому при розрахунку залізобетонних конструкцій як по першій, так і по другій групах граничних станів необхідно визначати переміщення і деформації на всіх стадіях роботи аж до підходу до руйнування. Для підсилених конструкцій ці розрахунки ускладнюються тим, що відмінність в деформативних властивостях «старого» і «нового» бетонів істотно впливає на напружено-деформований стан даних конструкцій.

Більшість підсилюваних конструкцій працюють на стадіях близьких до руйнування, тобто в бетоні конструкції виявляються непружні деформації. Тому при розрахунку необхідно враховувати непружні властивості бетону, нелінійний характер миттєвих деформацій і деформацій повзучості.

Важливою обставиною є проведення робіт по підсиленню конструкцій без зупинки основного виробництва, в умовах дії експлуатаційних навантажень. У джерелах [21, 35] указується на бажаність проводити роботи без розвантаження або з неповним розвантаженням підсилюваних конструкцій. Проте виконання цих рекомендацій ускладнюється відсутністю достовірної єдиної методики розрахунку конструкцій.

Існує безліч різних пропозицій за розрахунком підсилюваних конструкцій [5, 8, 42].

Захаровим С.Т. запропоновано несучу здатність підсиленої колони визначати по формулах СНиП II-21-75. При цьому початкові напруження, наявні в колоні до підсилення, враховуються шляхом поправочних коефіцієнтів. Дані коефіцієнти не залежать від того, як здійснювалося підсилення: під навантаженням або з частковим розвантаженням колони.

Згідно «Рекомендации по усилению монолитных железобетонных конструкций зданий и сооружений предприятий горнодобывающей промышленности» [36] розрахунок залізобетонних обойм проводять з умови:

$$N < m\varphi(R_b A_b + R_s A_s + m_b R'_b A'_b + R'_s A'_s), \quad (1.1.)$$

де N - гранична повздовжня сила; A_b, R_b - площа і розрахунковий опір бетону осьовому стиску підсилюваної залізобетонної колони; A'_b, R'_b - площа і розрахунковий опір бетону осьовому стиску підсилюючої обойми; A_s, R_s - площа перерізу і розрахунковий опір осьовому стискуванню повздовжньої арматури; A'_s, R'_s - площа перерізу і розрахунковий опір осьовому стиску додаткової арматури; φ - коефіцієнт подовжнього згину; m - коефіцієнт, рівний 1 при $h > 20\text{ см}$ і 0,9 при $h < 20\text{ см}$; m_b - емпіричний коефіцієнт

умови роботи бетону, він дорівнює 1 - при передачі навантаження на обойму і наявності опори знизу; 0,7 - за відсутності опори знизу; 0,35 - без безпосередньої передачі навантаження на обойму.

Якщо бетон основного елемента і бетон підсилення мають різні класи, то приводять весь переріз елемента до бетону одного класу за допомогою коефіцієнта, рівного відношенню модулів деформації матеріалів.

Згідно [35] при розрахунку підсиленних конструкцій для оцінки здатності, що несе, розглядається граничний стан посиленого перерізу і проводиться розрахунок по формулах, що є модифікованими формулами СНиП 2.03.01-84*.

У роботі [34] достатньо умовним є положення, яке рекомендує проводити розрахунок конструкцій по деформованій схемі, оскільки воно є дуже складним до практичного використання. У роботі вводяться «коефіцієнти умови роботи» підсилюючих елементів, які повинні врахувати факт підсилення під навантаженням:

а) $\gamma_{b20} = 1; \gamma_{s20} = 1$ - для конструкцій, підсиленних під навантаженням менше 65% від розрахункової;

б) $\gamma_{b21} = 0,8; \gamma_{s21} = 0,8$ - для конструкцій, підсиленних під навантаженням що перевищує 65% від розрахункового значення навантаження;

в) $\gamma_{s22} = 0,8; \gamma_{s23} = 0,75$ - для конструкцій, що підсилюються за допомогою попередніх напружених горизонтальних і шпренгельних затягувань, хомутів і похилих тяжей.

У даних роботах розрахунок підсилюваних конструкцій ведеться без урахування передісторії завантаження, відмінності віку і деформативних характеристик підсилюючих і підсилюваних елементів. Конструкція розглядається в граничному стані, пропозиції за визначенням деформативної схеми відсутні. Несуча здатність визначається без урахування напружень і деформацій, які були накопичені під час експлуатації конструкції до моменту

підсилення. Аналіз стійкості не проводиться або проводиться на основі розрахунку пружної стержньової системи.

При різних значеннях розрахункового опору розтягнутої і стислої арматури підсилюваного елемента R_s, R_{sc} і арматури підсилення $R_{s,ad}, R_{sc,ad}$ положення їх центру тяжіння визначається з використанням приведеної площі перерізу арматури:

$$A_{s,red} = A_s + A_{s,ad} R_{s,ad} / R_s \quad (1.2)$$

де $A_{s,red}$ - приведена площа розтягнутої арматури;

$$A'_{s,red} = A'_s + A'_{s,ad} R_{s,ad} / R_{sc}, \quad (1.3)$$

де $A'_{s,red}$ - приведена площа стиснутої арматури.

Приведений розрахунковий опір бетону стиснутої зони підсиленого елемента визначається по формулі:

$$R_{b,red} = (R_b A_b + R_{b,red} A_{b,red}) / A_{b,tot}, \quad A_{b,tot} = A_b + A_{b,ad} \quad (1.4)$$

Наприклад, при розрахунку позацентрово стиснутих елементів, підсиленних обоймою (рис. 1.1), при довільній геометрії поперечного перерізу і розташуванні арматури на різних рівнях розрахунок міцності елементів, підсиленних як під навантаженням, так і в умовах неповного розвантаження конструкції рекомендується проводити з умови:

$$M \leq R_{b,ad} S_{b,ad} + R_b S_b - \sum \sigma_{si} S_{si} - \sum \sigma_{s_{i,adi}} S_{s_{i,adi}} \quad (1.5)$$

де M - момент повздожньої щодо осі сили, паралельної прямої, що обмежує стиснуту зону і що проходить в позацентрово стиснутих елементах

через центр ваги перерізу найбільш розтягнутого або найменш стиснутого стержня повздовжньої арматури; $R_{b,ad}, S_{b,ad}$ - розрахунковий опір і статичний момент площі бетону обойми, розташованої в стиснутій зоні відносно вказаної вище осі; R_b, S_b - розрахунковий опір і статичний момент площі бетону підсилюваної конструкції, розташованої в стиснутій зоні відносно вказаної осі; σ_{si}, S_{si} - напруження в i -м ряду стержневої повздовжньої арматури підсилюваного елемента і статичний момент площі перерізу повздовжньої арматури цього ряду відносно тієї ж осі; $\sigma_{si,ad}, S_{si,ad}$ - напруження в i -м ряду стержневої повздовжньої арматури обойми і статичний момент площі її перерізу відносно тієї ж осі.

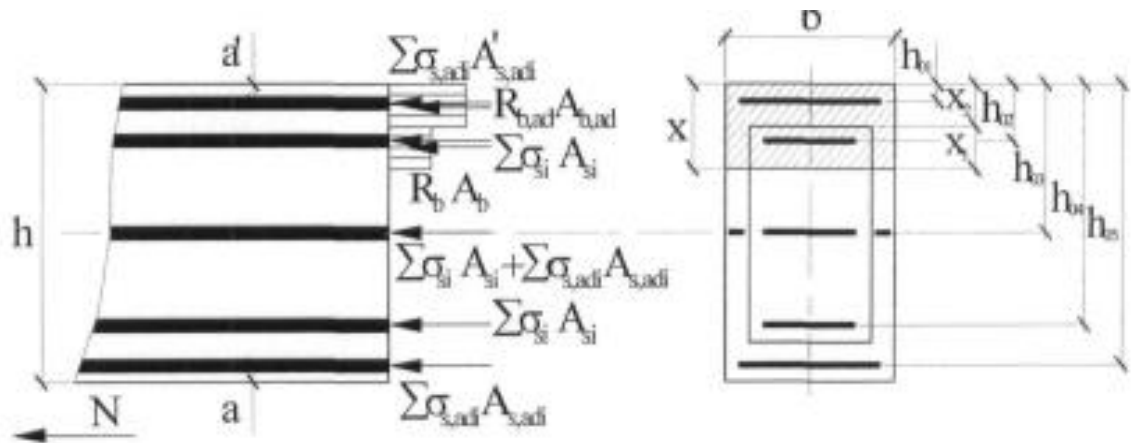


Рисунок 1.1. Розрахункова схема елемента, що підсилюється обоймою

Висота стиснутої зони x і напруження σ_{si} і $\sigma_{si,ad}$ визначаються із сумісного розв'язання вирішення рівнянь:

$$R_{b,ad} S_{b,ad} + R_b S_b - \sum \sigma_{si} S_{si} - \sum \sigma_{si,adi} S_{si,adi} - N = 0; \quad (1.6)$$

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{s,u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1 \right) + \sigma_{spi}; \quad (1.7)$$

$$\sigma_{s,adi} = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \left(\frac{\omega_{ad}}{\xi_i} - 1 \right) + \sigma_{spi}, \quad (1.8)$$

де $\xi_i = x/h_{0i}$; $\omega = \alpha - \beta R_b$; h_{0i} - відстань від осі, що проходить через центр ваги перерізу i -го стержня арматури, що розглядається, і паралельної прямої, що обмежує стиснуту зону до найбільш віддаленої точки стиснутої зони перерізу; ω_{ad} - характеристика стиснутої зони бетону елементу підсилення; σ_{spi} - величина напруження в попередньої напружуваний арматури; α , β , $\sigma_{sc,u}$ б σ_{spi} - величини, що повинні прийматися по СНиП 2.03.01-84*.

У даних джерелах формули відрізняються від формул СНиП 2.03.01-84* лише емпіричними коефіцієнтами, що лише коректують, і залежностями, які вимагають уточнення і теоретичного і експериментального обґрунтування.

СВ. Бондаренко і Р.С. Санжаровський [8] розробили рекомендації до розрахунку підсиленних конструкцій, коли враховуються такі фактори як нелінійність властивостей матеріалів, історія завантаження і ін. У роботі основна увага приділена стійкості позацентрово стиснутих елементів і посиленню конструкцій шляхом зміни граничних умов. Викладені теоретичні положення і практичні приклади розрахунку; дані необхідні алгоритми, таблиці, що полегшують проектно-розрахункові роботи, що враховують передісторію вантаження, нелінійний характер деформації і повзучість, представлені критичні залежності для бетонних і залізобетонних стержнів.

Для розрахунку вводяться дві основні гіпотези: гіпотеза плоских перерізів і гіпотеза, що характеризує залежність між напруженнями і деформаціями при тривалому і короткочасному вантаженні, рішення отримані на основі інтерполяційних многочленів [8].

Потім у разі повного розвантаження розглядається п'ять випадків розподілу напружень і деформацій по поперечному перерізу стержня (рис. 1.2), які визначаються чотирма ділянками розбиття висоти стержня.

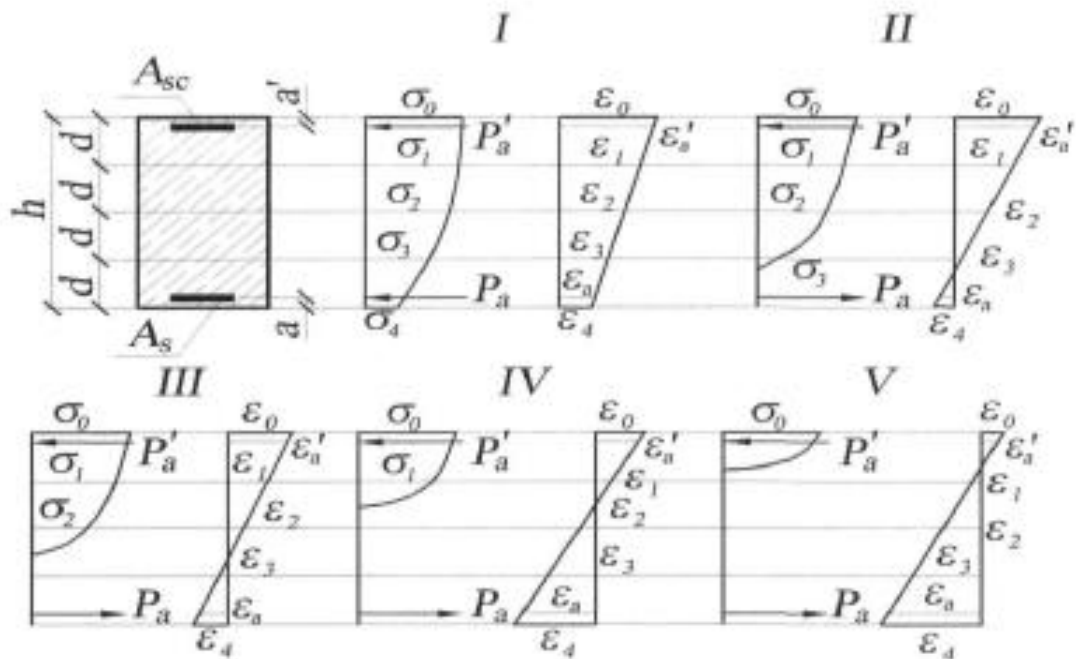


Рисунок 1.2. Розрахункові схеми напружень і деформацій в поперечному перерізі залізобетонного згинального елемента

Умова втрати стійкості записується для стержня у вигляді

$$\delta M = \delta M_{вн}; \delta P = 0 \quad (1.9)$$

При підсиленні залізобетонних позacentрово стиснутих елементів під навантаженням спочатку визначається напружено-деформований стан основного стержня до підсилення, а потім проводиться розрахунок вже підсиленого стержня. При цьому головний вектор і головний момент зовнішніх навантажень дорівнюють

$$P_{повн} = P_n + P_{дод}, \quad (1.10)$$

$$M_{повн} = M_n + M_{дод} + P_n e_{ум}. \quad (1.11)$$

де P_n - навантаження, прикладене до основного стержня; $P_{дод}$ - збільшення подовжнього навантаження на залізобетонний стрижень після

підсилення; M_H - момент, що вигинає, до підсилення; $M_{доод}$ - збільшення згинаючого моменту, що діє після підсилення; e_{ym} - ексцентриситет від зсуву центру тяжіння перерізу бетону за рахунок підсилення.

В умовах нелінійної повзучості для визначення старіння бетону використовуються рівняння Н.Х. Арутюняна, І.І. Уліцького, В.М. Бондаренко

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E_0} + \frac{\int(\sigma_0)}{E_0} \varphi_t + \int_0^t \left[\sigma(\tau) \frac{1}{E(\tau)} + \frac{d \int [\sigma(\tau)]}{d\tau} \frac{\varphi_t - \varphi_\tau}{E_0} \right] d\tau, \quad (1.12)$$

після диференціювання приймає наступний вигляд

$$\dot{\varepsilon}(t) = \frac{1}{E(t)} \dot{\sigma}(t) + \frac{d \int [\sigma(\tau)]}{E_0} \dot{\varphi}_t. \quad (1.13)$$

Далі розглядаються розрахунок напружень і деформацій перерізу залізобетонного елемента, враховуючи нелінійну повзучість, при різних положеннях нейтральної осі деформацій, яка з часом зміщуватиметься, оскільки зменшується стиснута зона перерізу елемента.

Астафьев Д.О. використовуючи загальний метод Р.С. Санжаровського, розроблений для позацентрово-стиснутих і стиснуто-зігнутих елементів, показав розв'язок задачі з визначення напружено-деформованого стану, несучої здатності і аналізу стійкості позацентрово стиснутих залізобетонних елементів, що підсилюються під навантаженням методом збільшення поперечного перерізу.

Пецольд Т.М. розглядав підсилення залізобетонного згинального елемента шляхом збільшення поперечного перерізу нарощуванням бетону і улаштуванням залізобетонної обойми.

Снятков Н.М. розглядав підсилення статично невизначених залізобетонних рам за допомогою додаткових опор і попередньо-напружених

елементів. Для розрахунку він запропонував ітераційну методику. Задача вирішувалась в геометрично лінійній постановці - розрахунок за ненормованою схемою з ітераційним уточненням жорсткостей елементів, визначуваних для вибраних розрахункових перерізів. При розкритті внутрішньої статичної невизначеності залізобетонного перерізу враховуються нелінійні діаграми роботи матеріалу, розглядається короткочасне навантаження.

Сконников А.В. аналізував залізобетонну рамну конструкцію, яка підсилюється нарощуванням. Досліджується короткочасна робота конструкції. У розрахунках враховується фізична нелінійність матеріалів і відмінність у властивостях підсилюваних елементів і підсилюючої частини. Для переходу від перерізів до елементів конструкції використовуються залежності пружно-зігнутої осі позацентрово стиснутого стержня з ідеальними граничними умовами, шарнір або абсолютно жорстке закріплення. Напружено-деформований стан визначається рішенням систем диференціальних рівнянь, при цьому на кожному етапі розрахунку використовуються уточнені значення еквівалентних модулів деформацій окремих розрахункових елементів. Для аналізу стійкості окремих елементів використовується критерій стійкості, але стійкість всієї конструкції в цілому не аналізується. За вичерпання несучої здатності конструкції, що несе, береться руйнування розрахункового перерізу, при розбіжності ітераційного процесу або втрата стійкості одного з виділених розрахункових елементів, що не може відбутися теоретично до втрати стійкості всього реального елемента.

Зі сказаного вище виходить, що особливого значення набуває достовірність виявлення дійсної деформованої схеми споруди перед її підсиленням.

Відмінність характеристик міцності, деформативності і фізико-механічних характеристик основної конструкції і підсилюючої частини суттєво ускладнює розрахунок і вимагає спеціального урахування. Режими

навантаження і експлуатації роблять істотний вплив на напружено-деформований стан і несучу здатність конструкції.

Меркуловим С.І. була розроблена узагальнююча теорія реконструйованого залізобетону, що враховує передісторію вантаження, сумісність дії силових і несилових факторів, фізичну, геометричну і конструктивну нелінійності при короткочасній і тривалій дії навантаження, що включає основні положення:

- метод оцінки нелінійних властивостей бетону із застосуванням узагальненого модуля деформацій, залежного від рівня напруженого стану і модуля деструктивних змін, що відображає рівняння реологій бетону;

- експериментально обґрунтовані критерії міцності і деформативності реконструйованого залізобетону з використанням повної діаграми бетону і рішення задачі визначення напружено - деформованого стану даного класу конструкцій для різних варіантів вантаження;

- модель і метод оцінки напружено - деформованого стану бетону около арматурної зони при корозійних пошкодженнях залізобетонних конструкцій.

В даний час відома велика кількість досліджень і методик розрахунку залізобетонних статично невизначних конструкцій. Детальний аналіз методик розрахунку залізобетонних статично невизначних систем виконаний в [46].

А.А. Гвоздев [10] обґрунтував метод граничної рівноваги для розрахунку стержневих статично невизначних систем введенням послідовного утворення пластичних шарнірів. Даний метод дозволив розв'язати ряд важливих задач теорії залізобетону. При розрахунку по першій групі граничних станів відмічені істотні погрішності, крім того метод граничної рівноваги не дозволяє оцінювати напружено-деформований стан систем на всіх етапах експлуатації об'єкту. Дані недоліки методу згладжувалися введенням емпіричних корегуючих коефіцієнтів [40].

Крилов С.М. [17] запропонував емпіричні залежності для визначення несучої здатності статично невизначних залізобетонних конструкцій при короткочасній дії навантаження з урахуванням перерозподілу зусиль, який залежить від непружних властивостей бетону і арматури. Дана модифікація методу граничної рівноваги заснована на штучному прийомі попереднього призначення місця, форми і характеру руйнування введенням пластичних шарнірів. Для уточнення розрахунку перерозподілу зусиль введені емпіричні коефіцієнти для коректування значень опорних моментів. Проте ці коефіцієнти отримані для простих конструктивних систем і окремих випадків навантаження, що не дозволяє їх використовувати при розрахунку більш складних конструктивних систем і загальних випадків дії навантаження. Усунути відмічений недолік, а так само отримати опис фактичної деформованої схеми статично невизначних конструкцій і оцінку їх напружено-деформованого стану покликані ітераційні методики розрахунку, які виконуються по певній схемі послідовного наближення оцінки жорсткісних параметрів елементів конструкції.

Відмічені вище методики засновані на методі граничної рівноваги, дозволяють оцінювати несучу здатність конструкцій, при граничних параметрах матеріалів і не враховують передісторію завантаження.

До наступної групи розрахунку статично невизначних конструкцій можна віднести пропозиції, що оцінюють напружено-деформований стан конструкцій з урахуванням фізичної нелінійності матеріалів. Анізотропія і нелінійність деформації матеріалів враховується за допомогою корегуючих емпіричних коефіцієнтів.

А.А. Гвоздев, В.І. Мурашев поклали початок розрахунку статично невизначних конструкцій за допомогою емпіричних коефіцієнтів, що оцінюють анізотропію і нелінійність деформації матеріалів, при цьому жорсткості характеристики визначалися згідно нормативних методик по лінійних залежностях опору матеріалів з введенням емпіричних коефіцієнтів. Емпіричні коефіцієнти, запропоновані в методиках, комплексно оцінювали

специфічні властивості залізобетону, а саме нелінійність роботи залізобетону, нерівномірність деформації, роботу розтягнутого бетону між тріщинами. У роботі [18] запропоновано розкриття статичної невизначності конструктивних систем проводити по жорсткісних характеристиках, що визначаються для окремих розрахункових перерізів в припущенні лінійної залежності «напруження – деформації». Роботу розтягнутого бетону між тріщинами і нерівномірність напруженого стану бетону стиснутої зони враховували введенням емпіричних коефіцієнтів ψ_a і ψ_b відповідно.

Наступним етапом вдосконалення і розвитку методів розрахунку статично невизначних залізобетонних конструкцій з'явилися роботи, засновані на фізичних моделях, що враховують фізичну нелінійність матеріалів. Статична невизначність розкривається по недеформованій схемі, жорсткість конструкцій визначалася на підставі аналізу напружено-деформованого стану з урахуванням фізичної нелінійності залізобетону.

У запропонованій методиці Лівшицем Я.Д. розрахунок рам виконується в умовах лінійної повзучості бетону. У основі даної методики лежить алгебраїчна функція залежності кривизни елемента від величини згинаючих моментів, розрахунок ведеться по недеформованій схемі при лінійній залежності «напруження – деформації», що істотно звужує сферу застосування даної методики. Значним кроком в розвитку методів розрахунку є пропозиція по використанню функціонального зв'язку між кривизною залізобетонного елемента і згинаючим моментом, що діє в даному перерізі. Л.Р. Маїлян запропонував методику розрахунку нерозрізних залізобетонних балок і рам з використанням для розкриття статичної невизначності залежностей «момент – кривизна», отриманих для перерізів, що знаходяться під дією сполучення внутрішнього згинаючого моменту і поперечної сили, при цьому враховуються нелінійні залежності напружень і деформацій для бетону і арматури. Розрахунок статично невизначних систем виконується методом ітерацій, спочатку задаються кривизною в напруженому перерізі, а потім по заданому значенню визначають момент,

зовнішнє навантаження і значення кривизни і моменту в наступних розрахункових перерізах. Ця методика не являється точною, тому що для конкретного значення кривизни не існує однозначної відповідності для внутрішніх моментів.

Аналогічні залежності «момент-кривизна» використані і іншими авторами при розробці методів розрахунку статично невизначних систем. У відмічених методиках розглядаються лише випадки короткочасного навантаження досліджуваних систем.

Детальний аналіз розвитку методів розрахунку статично невизначних конструкцій виконаний С.І. Меркуловим. А.Б. Голишев [13] запропонував розглядати статично невизначні конструкції з позицій теорії лінійної повзучості, для випадку симетрично армованих конструкцій, що працюють без тріщин.

Прокоповічем Є.І. запропонований наближений метод розрахунку напружено-деформованого стану статично невизначних конструкцій при тривалій дії навантажень на основі рівнянь лінійної повзучості. Дана методика є наближеною.

У роботах Барашикова А.Я. та ін. розроблений метод розрахунку конструкцій, заснований на методі сил будівельної механіки з введенням емпіричних доданків і коефіцієнтів, алгебраїчних залежностей «напруження – деформації», що враховують лінійну повзучість бетону, тріщиностійкість конструкцій враховується емпіричними коефіцієнтами. При розрахунку конструкцій на тривале навантаження, що періодично змінюється, використані лініалізовані залежності теорії старіння.

Відмічені методики засновані на лінійній теорії повзучості не можуть врахувати явища пов'язані з фізичною нелінійністю залізобетону.

В.М. Бондаренко [5] для опису складних процесів зміни напружено-деформованого стану внутрішньо-статично невизначного матеріалу, що нелінійно-деформується, а саме залізобетону, запропонував використовувати «інтегральний модуль деформацій», що інтегральний оцінює деформативні

властивості бетону. Відповідно до цієї пропозиції деформативність елементу не оцінюється пошарово в кожному дискретному шарі бетону з різними модулями деформацій, а вводиться єдина інтегральна оцінка, а жорсткість перерізу визначається по відомій методиці опору матеріалів. Методика враховує нелінійність деформації бетону, повзучість, нелінійність деформації арматури, робота бетону над тріщинами. Крім того, в рамках єдиної методики можливе рішення задач при короткочасному вантаженні, тривалому вантаженні, з урахуванням нелінійності миттєвих деформацій і нелінійної повзучості бетону.

В.Г. Назаренко запропонував ітераційну методику розрахунку статично невизначених конструкцій по недеформованій схемі, за критерій граничного стану по міцності прийнята величина граничних деформацій в найбільш стиснутому волокні бетону перерізу. Фізична нелінійність враховується застосуванням нелінійною залежністю «напруження – деформації» як для короткочасного, так і для тривалого навантаження конструкцій, передісторія вантаження при цьому не враховується. Визначення напружено-деформованого стану конструкцій реалізується у формі ітераційного процесу для дискретних моментів часу за допомогою ітерацій жорсткісних характеристик, процес названий методом «змінних параметрів пружності». Недолік даної методики полягає в нехтуванні нелінійністю миттєвих деформацій.

У роботах А.С. Городецького і ін. запропоновано враховувати геометричну нелінійність, диференціальне рівняння зігнутої осі стержня виражене у формі методу початкового параметра, враховується змінна жорсткість по довжині стержня, напружено-деформований стан конструкції визначається в процесі ітераційного розв'язку.

У роботі [28] врахована фізична нелінійність, в той же час геометрична нелінійність враховувалася в обмежених випадках, в яких не порушувалося допущення про малі значення переміщень залізобетонних конструкцій, що порушується у разі стиснутих елементів при поздовжньо-поперечному згині.

Як відмічено в [39], дослідження, в яких повною мірою врахована фізична і геометрична нелінійності залізобетонних конструкцій, анізотропія властивостей бетонів, зміна деформаційних характеристик в процесі тривалої експлуатації вельми багато чисельні.

З розробкою методу кінцевих елементів розроблені нові методи розрахунку статично невизначних систем. У разі розрахунку систем пружно-пластичних систем застосування методу кінцевих елементів базується на співпаданні законів деформації нелінійно-пружних і пружно-пластичних тіл при активній деформації це дозволяє записувати фізичні співвідношення в приростах як для нелінійно-пружних, так і для пружно-пластичних тіл.

1.3. Експериментальні дослідження напружено-деформованого стану підсилених елементів

По ряду очевидних причин, трудомісткість і стадійність виготовлення дослідних зразків, тривалі терміни виготовлення дослідних зразків, обумовлені набором міцності бетоном підсилення, технологічні складнощі підсилення дослідних зразків під навантаженням та інше, експериментальним дослідженням підсилених залізобетонних конструкцій присвячена незначна кількість робіт.

В даний час виконані нечисленні експериментальні дослідження підсилених залізобетонних конструкцій, які носять розрізнений характер і на вивченні вузьких питань.

Пецольд Т.М. і Лазовський Д.Н. наводять результати експериментальних досліджень залізобетонних елементів при дії короткочасного навантаження. Було проведено випробування по однопролітній балочній схемі 23 дослідних балок розміром $80 \times 160 \times 1500$ мм, розподілених на чотири серії і 6 дослідних колон розміром $120 \times 120 \times 850$ мм. У I і II серії входили по 4 балки, підсилених в розтягнутій зоні приварюванням додаткової арматури з подальшим бетонуванням. В III серію

входило 6 дослідних балок, підсилених приклеюванням обклеювального склопластика до розтягнутої грані балок. Дослідні балки IV серії були посилені в стиснутій зоні нарощуванням бетоном завтовшки 60мм. Підсилення дослідних колон проводилося улаштуванням залізобетонної обойми товщиною 40мм. Крім того, в кожену серію для зіставлення входило по одній балці, які випробовувалися без підсилення.

У якості варійованих факторів були прийняті: для згинальних елементів I і II серії - відносний згинаючий момент від навантаження у момент підсилення M/M_u (0; 0,3; 0,65; 0,85); для дослідних балок III серії - відносний згинальний момент від навантаження у момент підсилення M/M_u (0; 0,24; 0,7; 0,9) і кількість шарів обклеювального склопластику ; для дослідних балок IV серії — міцність додаткового бетону $R_{b,ad}$ (9,1...9,3 МПа; 16,1... 16,9 МПа; 23,5...24,8 МПа) і відносний згинаючий момент від навантаження у момент підсилення M/M_u (0; 0,4; 0,75); для дослідних колон - відносна поздовжня сила від навантаження у момент підсилення N/N_u (0; 0,4; 0,75).

Експериментально було встановлено, що рівень попереднього навантаження дослідних залізобетонних елементів при їх підсиленні збільшенням поперечного перерізу істотно впливає на їх несучу здатність.

У роботі Мрачковського Л.І. і Краснощєкова Ю.В. приведені результати експериментальних досліджень, підсилених під навантаженням залізобетонних плит перекриття.

Дослідний фрагмент збирався з двох попередньо напружених плит серії 1.442.1-1 шириною 1,5м. Плити спиралися на укорочені ригелі, край однієї з них встановлювали на опору з нерухомим циліндровим шарніром. Над середньою опорою укладали шар бетону завтовшки 50 мм.

В процесі випробувань плити неодноразово завантажувалися по поздовжніх ребрах до досягнення значення згинаючого моменту в найбільш напруженому перерізі 0,9 від нормативного значення.

Величина випробувального навантаження і тип дослідних конструкцій вибиралися так, щоб зменшити вплив деформативності елементів і головним чином непружних деформацій на спільну роботу елементів. Навантаження розміщували на ділянці частини плит для усунення впливу вантажів на величину сил тертя між конструкцією підсилення і верхніми гранями плит.

Випробування проводили у декілька етапів, на кожному з яких послідовно виконували різні з'єднання збірних елементів:

1 етап - двократне завантаження фрагмента, що вільно спирається з подальшим розвантаженням після кожного завантаження;

2 етап - завантаження після монтажного приварювання плит до заставних деталей ригелів з розвантаженням;

3 етап - завантаження після замоноличування торцевих швів бетоном з розвантаженням ;

4 етап - завантаження після об'єднання плит над середньою опорою шляхом приварювання двох з'єднувальних стержнів до монтажних петель з розвантаженням;

5 етап - завантаження з армованою набетонкою над середньою опорою;

6 етап - завантаження плити до значення згинаючих моментів, що дорівнюють 1,38 до розрахункових значень з подальшим розвантаженням правої плити;

7 етап - завантаження правої плити до руйнування.

Ефективність взаємодії збірних елементів при різних способах з'єднання оцінювали шляхом порівняння прогинів дослідних плит. Величина руйнуючого навантаження виявилася більше за розрахункове значення в 2,4 рази.

Дослідження показали, що додаткове укладання шару армованого бетону по поверхні збірних елементів перекриття змінює конструктивну схему роботи плит перекриттів, перетворюючи її на нерозрізну систему, що збільшує несучу здатність і жорсткість окремих плит.

Найбільш повним за об'ємом і вирішеним задачами являються експериментальні дослідження підсилених залізобетонних конструкцій, виконані Меркуловим С.І. і Дворниковим В.М.

Експериментальні дослідження проводилися на великорозмірних зразках наступних типів:

- серії СК-1, СК-2 - позацентрово стиснуті елементи при короткочасному стиску без попереднього навантаження збірної елементу з варіантами поєднань в перерізі елементу різних бетонів;

- серії СК-3, СК-4 - позацентрово стиснуті елементи при короткочасному стиску із попередньо напруженим збірним елементом при різних конструкціях зразків;

- серії СД-1, СД-2 - позацентрово стиснуті елементи при тривалій дії навантаження без попереднього навантаження збірної елементу;

- серія СД-3 - позацентрово стиснуті елементи при тривалому стиску із попередньо напруженим збірним елементом;

- серія КН-1 - трансформована конструктивна система: два згинальних навантажених однопролітних елементи об'єднуються в статично невизначну двопролітну систему постановкою надпорної арматури з подальшим збільшенням навантаження.

У формуванні напружено-деформованого стану підсиленої під навантаженням залізобетонної конструкції виділені етапи:

- добетонування збірної навантаженого елементу;
- набухання бетону збірної елементу, зміна напружень в бетоні, зниження міцності бетону збірної елементу, набір міцності бетону до монолітизації і перерозподіл зусиль зі збірної елементу на весь переріз складеної конструкції. Даний етап можна визначити як етап технологічних дій;

- включення в роботу складеного перерізу.

При добетонуванні збірної елементу відбувається зволоження бетону, яке протікає тривалий період часу, тому що контакт бетонів закритий

товщею додатково укладеного бетону. Зволоження бетону збірного елемента призводить до зміни його початкових параметрів, що приймаються при проектуванні.

Проведені випробування показали, що через 3...6 діб після зволоження міцність бетону склала 0,78 від міцності бетону при природній вологості; через 20 діб - 0,9; через 30 діб - 1,05; через 60 діб і більш - 1,2.

Деформації набухання бетону представляється можливим нормувати. У експерименті набуті значень деформацій набухання в межах 0,7...0,8 від деформацій усадки бетону.

В процесі короточасних випробувань визначали несучу здатність елементів, характер і схему руйнування, прогини, розподіл повздовжніх деформацій по висоті перерізу, величини граничних деформацій бетону.

Значення граничних деформацій бетонів, заміряних на більш стиснутій грані зразків, близькі до величин, що були отримані при позацентровому випробуванні бетонних призм.

Істотне значення для стану складеної конструкції має передісторія вантаження збірного елемента, при збільшенні навантаження на збірний елемент до домоноліччювання в 1,5 рази прогини вже складеної конструкції збільшуються до 3 разів.

Зразки серії СД-1 були випробувані на тривалу дію позацентрово прикладеного навантаження величиною 0,75 від руйнуючого значення. У момент вантаження деформації більш стиснутої грані склали 180-10-5, до кінця тривалих випробувань вони збільшилися до 4 разів.

Після закінчення тривалих досліджень зразки серії СД-1 випробувані короточасним навантаженням до руйнування. Унаслідок тривалого навантаження з подальшим розвантаженням перед короточасними випробуваннями відмічено зниження несучої здатності дослідних зразків в порівнянні з аналогічними не навантаженими зразками.

В результаті виконаних комплексних експериментальних досліджень отримані дані про міцність, деформативність і тріщиностійкість статично

визначних і невизначних підсилених залізобетонних конструкцій при короткочасному і тривалому вантаженні, виявлений вплив технологічних дій на напружено-деформований стан підсилених конструкцій, виявлений механізм трансформації конструктивної системи при підсиленні конструкцій зміною статичної схеми.

1.4. Висновки до розділу 1

З приведеного огляду теоретичних і експериментальних досліджень зрозуміло, що питання міцності, деформативності, тріщиностійкості в і процес перерозподілу зусиль в конструкціях, підсилених зміною статичної схеми, вивчені недостатньо.

При урахуванні зміни деформованої схеми елемента в процесі завантаження, передісторії завантаження підсилюваного елемента і повзучості бетону не розглядаються питання усадки бетонів, впливи тривалого зволоження і роботи розтягнутої зони бетону

Практичний досвід улаштування підсилення конструкцій залізобетонними обоймами і нарощуванням показує, що при жорсткому контакті і малих значеннях співвідношення площ поперечного перерізу додаткового бетону і підсилюваної конструкції можлива поява усадкових тріщин, пронизливих весь переріз додаткового бетону, що не враховують відомі методи розрахунку підсилення залізобетонних конструкцій.

При розрахунку залізобетонних підсилених конструкцій по деформованій схемі з урахуванням передісторії завантаження і фізичної нелінійності матеріалу, розглядається питання визначення ширини розкриття тріщин, залишаються нез'ясованими таються неясними питання визначення граничних величин деформацій стиснутої і розтягнутої зон бетонного перерізу і розрахунку ширини розкриття тріщин.

У даних роботах розрахунок підсилюваних конструкцій ведеться без урахування передісторії завантаження, відмінності віку і деформативних характеристик підсилюючих елементів і підсилюваної конструкції, конструкція розглядається в граничному стані. Несуча здатність визначається без урахування напружень і деформацій, які були накопичені під час експлуатації конструкції до моменту підсилення. Аналіз стійкості не проводиться або проводиться на основі розрахунку пружної стержневої системи.

Задача накопичення експериментальних даних, необхідних для подальшого вдосконалення методів розрахунку підсилених залізобетонних конструкцій є актуальною. Об'єм експериментальних досліджень підсилених залізобетонних конструкцій зміною статичної схеми дуже малий, вивчені лише окремі фактори.

РОЗДІЛ 2 АНАЛІЗ НАЙБІЛЬШ ПОШИРЕНИХ ПОШКОДЖЕНЬ ЗГИНАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ТА МЕТОДІВ ЇХ УСУНЕННЯ

1.5.2.1. Характерні дефекти згинальних залізобетонних елементів

У експлуатованих бетонних конструкціях будівель та споруд пошкодження розділяють на три групи:

I група - пошкодження, що практично не знижуючи міцність і довговічність конструкції, поверхневі раковини, порожнечі, тріщини з розкриттям до 0,2 мм, сколы бетону без оголення арматури.

Пошкодження групи не вимагають вживання термінових заходів, їх можна усунути нанесенням покриттів при поточному ремонті і профілактичних цілях. Основне призначення покриттів - зупинити розвиток наявних дрібних тріщин, запобігти утворенню нових, поліпшити захисні властивості бетону і запобігати атмосферній і хімічній корозії конструкції.

II група- пошкодження, що знижують довговічність конструкції. А саме, (корозійно-небезпечні тріщини з розкриттям більше 0,2 мм і тріщини з розкриттям більше 0,1 мм, в зоні робочої арматури; порожнечі, раковини і сколы з оголенням арматури; поверхнева і глибинна корозія бетону і тому подібне.

При пошкодженнях II групи, ремонт забезпечує підвищення довговічності споруди. Тому і матеріали повинні мати достатню довговічність. Обов'язковому закладенню підлягають тріщини вздовж арматури.

III група- пошкодження, що знижують несучу здатність конструкції. На приклад, тріщини, не передбачені розрахунком ні по міцності, ні по витривалості; похилі тріщини в стінах балок; горизонтальні тріщини в з'єднаннях плит і балок; великі раковини і порожнечі в бетоні стиснутої зони, повні пошкодження захисного шару опор і тому подібне)

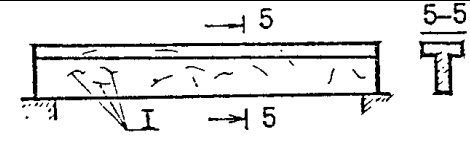
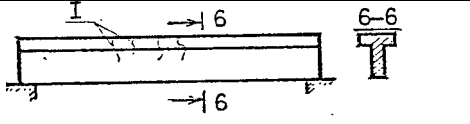
При пошкодженнях III групи після виконання перевірочних розрахунків відновлюють несучу здатність конструкції. Вживані матеріали повинні забезпечувати характеристики міцності і довговічності конструкції.

Найбільш поширені пошкодження залізобетонних балок та причини їх виникнення наведені в табл. 2.1.

Таблиця 2.1.

Характерні дефекти і пошкодження залізобетонних балок

Вид пошкодження	Схема пошкодження	Причина появи пошкодження	Методи усунення пошкодження
нормальні тріщини в зоні розтягу	 <p>1- нормальні тріщини в зоні розтягу</p>	Дія згинаючого моменту при перевантаженні. Зниження міцності бетону. Зменшення площі арматури внаслідок корозії.	Підсилення конструкції за результатами розрахунків нормальних перерізів. Захист від корозії. Затирання тріщин.
похилі тріщини у опор	 <p>1- похилі тріщини</p>	Дія поперечних сил і згинаючих моментів при перевантаженні. Зниження міцності бетону. Недостатня площа робочої арматури.	Підсилення конструкції за результатами розрахунків похилих перерізів. Захист від корозії. Затирання тріщин.
приопорні нормальні тріщини	 <p>1 - приопорні нормальні тріщини</p>	Порушення умов анкерування робочої арматури	Підсилення за результатами розрахунків опорних ділянок балки
дроблення бетону опорних частин	 <p>1-тріщини в опорних частинах</p>	Дроблення опорних частин балок попередньо напруженою	Підсилення опорних частин балок

		арматурою		
Таблиця 2.1. Продовження				
Усадочні тріщини	 1- усадкові тріщини	Температурно – вологості усадкові тріщини	Інектування глибоких тріщин, затирання поверхневих тріщин	
Нормальні тріщини в стиснутій зоні бетону	 1 - нормальні тріщини в зоні стиску	Значні зусилля попереднього обтиску при виготовленні попередньо напружених балок	Підсилення за результатами розрахунків	

2.1.1. Оцінка технічного стану залізобетонних згинальних елементів за прогинами

Гранично припустимі значення прогинів f_u для цивільних будівель визначаються за естетичними вимогами. Вимірювання прогинів виконується за схемою представленою на рис. 2.1.

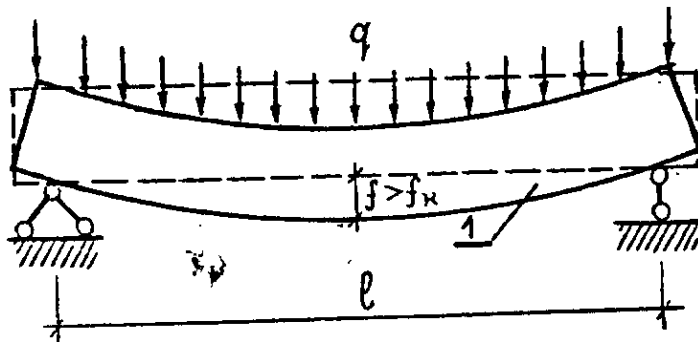


Рисунок 2.1. Визначення прогину залізобетонної балки

Конструкції перекриттів відповідають вимогам нормальної експлуатації, якщо величини не перевищують значення, що наведені в табл. 2.2

Якщо величина прогину f перевищує значення, що наведене в табл. 2.2., то конструкція знаходиться в аварійному стані і потребує або підсилення, або заміни.

За умови хибкості перекриттів, додатковий прогин від короткодійного навантаження 1кН для не пов'язаних з суміжними елементами плит перекриття, сходових клітин, площадок не повинен перевищувати 0,7 мм.

Таблиця 2.2.

Гранично припустимі значення прогинів f_u для залізобетонних конструкцій цивільних споруд

№	Елемент конструкції	f_u
1	Перекриття з пласкою стелею і елементи перекриттів, окрім вказаних в п.3., при прольотах, м	
	$l < 6$	$l/200$
	$6 \leq l \leq 7,5$	30 мм
	$l > 7,5$	$l/250$
2	Ребристі перекриття, елементи сходів, прольотом, м	
	$l < 5$	$l/200$
	$5 \leq l \leq 10$	25 мм
	$l > 10$	$l/400$
3	Елементи перекриттів будівель сільськогосподарського та промислового призначення, при прольотах, м	
	$l < 6$	$l/150$
	$6 \leq l \leq 10$	40 мм
	$l > 10$	$l/250$

Однією з найбільш поширених причин виникнення надмірних прогинів конструкцій є плинність арматури, при якій величини прогинів можуть досягати $l/50$, дивись рис. 2.2. Однак у деяких випадках, можуть спостерігатися одночасно плинність розтягнутої арматури і дроблення стиснутого бетону, як наведено на рис. 2.3.

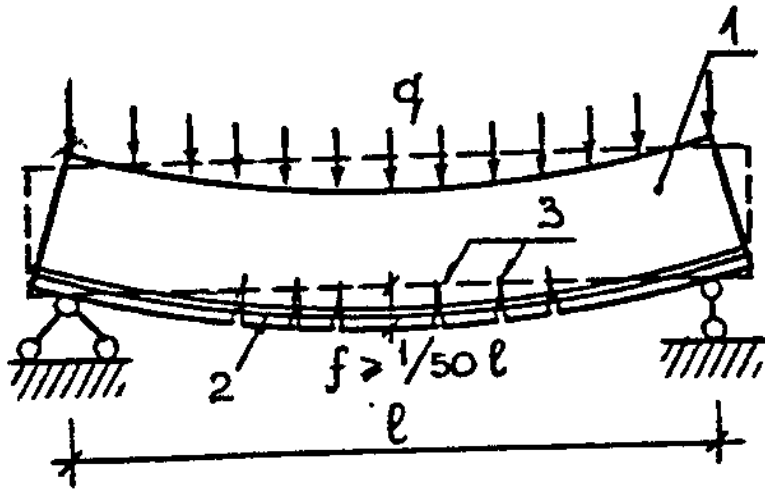


Рисунок 2.2. Плинність розтягнутої арматури: 1-досліджувана залізобетонна конструкція; 2 – робоча арматура, напруження в якій досягли границі плинності; 3- тріщини в розтягнутій зоні.

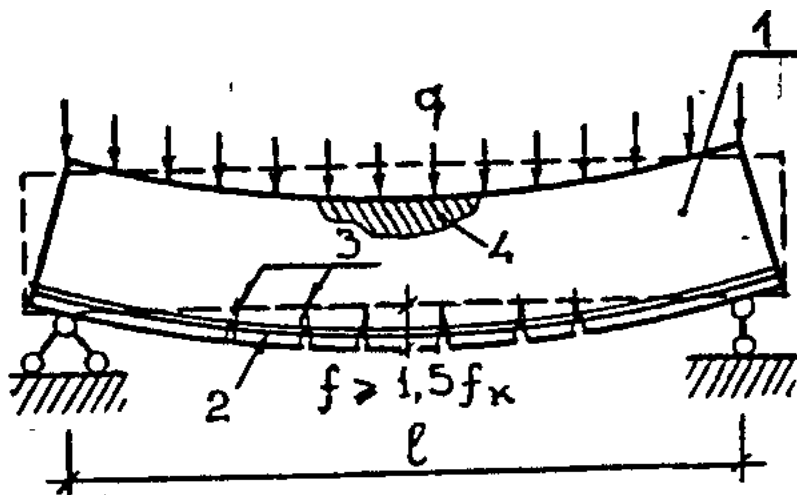


Рисунок 2.3. Плинність розтягнутої арматури з одночасним дробленням бетону стиснутої зони :1-досліджувана залізобетонна конструкція; 2 – робоча арматура, напруження в якій досягли границі плинності; 3- тріщини в розтягнутій зоні; 4- дроблення бетону стиснутої зони.

2.1.2. Оцінка технічного стану залізобетонних згинальних елементів за тріщиноутворенням і шириною розкриття тріщин

Відповідно до нормативних документів, залізобетонні конструкції поділенні на три категорії за тріщиностійкістю. Конструкції першої категорії тріщиностійкості не дозволяють утворення тріщин на весь період

експлуатації. На відміну від них конструкції другої категорії тріщиностійкості дозволяють обмежене розкриття за умови їх подальшого закриття. Третя категорія тріщиностійкості дозволяє обмежене розкриття тріщин на весь період експлуатації. Більшість житлових будинків відноситься до третьої категорії тріщиностійкості. Для таких будинків відповідно до матеріалів, з яких були виготовлені їх несучі конструкції, вводяться граничні значення ширини розкриття тріщин a_{crc} , які представлені в табл. 2.3.

Тріщини, що утворюються в згинальних залізобетонних елементах відповідно до напрямку розвитку поділяються на нормальні до повздовжньої осі елемента, див. рис. 2.4, і похилі див. рис. 2.5. Нормальні тріщини є наслідком дії надмірних згинальних моментів, які виникають при перевантаженні. Поява похилих тріщин викликана одночасною дією поперечних сил і згинальних моментів.

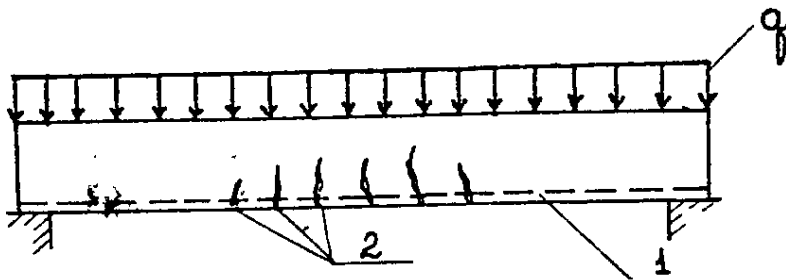


Рисунок 2.4. Залізобетонна балка, що має нормальні тріщини: 1- згинальний залізобетонний елемент; 2- нормальні тріщини.

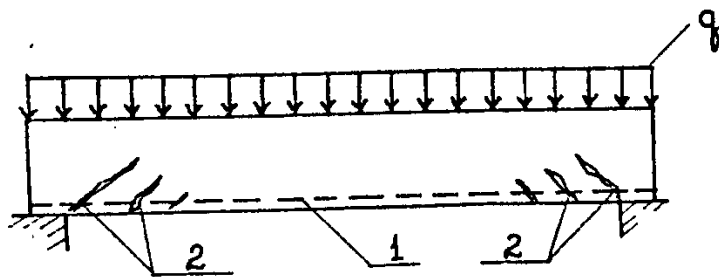


Рисунок 2.5 Залізобетонна балка, що має похилі: 1- згинальний залізобетонний елемент; 2- похилі тріщини.

У випадках якщо ширина розкриття нормальних або похилих тріщин перевищує гранично припустиме значення, або значення короточасного

розкриття тріщин a_{crc1} , або тривалого розкриття тріщин a_{crc2} , але менш 1,5 мм, то конструкція потребує підсилення. Такі тріщини погіршують експлуатаційні властивості та сприяють фізичному зносу, понижують довговічність конструкцій.

Таблиця 2.3.

Категорії вимог до тріщиностікості конструкцій та гранична
припустима ширина розкриття тріщин

умови роботи конструкцій		Клас арматури		
		AI, AII, AIII, AIV, Vr –I	AV,AVI, B-II, BP-II, K-7, K-19, при діаметрі дроту 3,5 мм і більш	B-II, BP-II, K-7, при діаметрі дроту 3 мм і менш
Елементи, що сприймають тиск рідин і газів	при повністю розтягнутому перерізі	3 –категорія $a_{crc1}=0,2\text{мм}$, $a_{crc2}=0,1\text{мм}$	1 –а категорія	
	при частково стиснутому перерізі	3 –категорія $a_{crc1}=0,3\text{мм}$, $a_{crc2}=0,2\text{мм}$		
Елементи, що сприймають тиск сипучих тіл		3 –категорія $a_{crc1}=0,3\text{мм}$, $a_{crc2}=0,2\text{мм}$		
Інші елементи	в замкнених приміщеннях	3 –категорія $a_{crc1}=0,4\text{мм}$, $a_{crc2}=0,3\text{мм}$	3 –категорія $a_{crc1}=0,3\text{мм}$, $a_{crc2}=0,2\text{мм}$	3 –категорія $a_{crc1}=0,2\text{мм}$, $a_{crc2}=0,1\text{мм}$
	на відкритому повітрі, в ґрунті вище або нижче рівні ґрунтових вод	3 –категорія $a_{crc1}=0,4\text{мм}$, $a_{crc2}=0,3\text{мм}$	3 –категорія $a_{crc1}=0,2\text{мм}$, $a_{crc2}=0,1\text{мм}$	2 –категорія $a_{crc1}=0,2\text{мм}$.
	в ґрунті при змінному рівні	3 –категорія $a_{crc1}=0,3\text{мм}$,	22 –категорія $a_{crc1}=0,2\text{мм}$.	2 –категорія $a_{crc1}=0,1\text{мм}$.

	ґрунтових вод	$a_{crc2}=0,2\text{мм}$		
--	---------------	-------------------------	--	--

1.6.2.2. Методи усунення дефектів і підсилення залізобетонних балок

Підсилення залізобетонних конструкцій є більш трудомістким на відміну металевих конструкцій. Це пов'язано з тим, що залізобетон являє собою композитний матеріал у якому сталева арматура працює сумісно з бетоном. У більшості випадків організації, які експлуатують об'єкт, не мають проектної документації і тому положення робочої арматури і її кількість приходиться визначати додатково.

Можна виділити два основні способи підсилення або відновлення несучої здатності залізобетонних балочних конструкцій:

- підсилення без зміни початкової конструктивної схеми;
- підсилення з її зміною.

Перший спосіб полягає в збільшенні поперечного перерізу підсилюваного елемента, що досягається установкою хомутів або улаштуванням спеціальних сорочок, обойм, накладок, нарощувань з додаванням арматури, розширенням опор. Це призводить до зменшення прольоту, а, отже, до зміни розрахункової схеми. Але також пов'язано з підвищенням ваги конструкції.

Другий спосіб полягає в установці додаткових горизонтальних або шпренгельних затяжок попереднім натягом або комбінованих затягувань, що змінює розрахункову схему конструкції, та незначно збільшує її вагу.

У створенні попереднього напруження по нижньому поясу балок при підсиленні особливо мають потребу монолітні конструкції, не заводського виготовлення. Збірні залізобетонні елементи і монолітні, тобто виготовлені безпосередньо на будівельному майданчику, не можна прирівнювати за несучою здатністю, оскільки у збірних конструкцій попереднє напруження по нижньому розтягнутому поясу створюється в нормальних заводських умовах з гарантією якості. В умовах будівельного майданчика ця операція не може бути виконана взагалі.

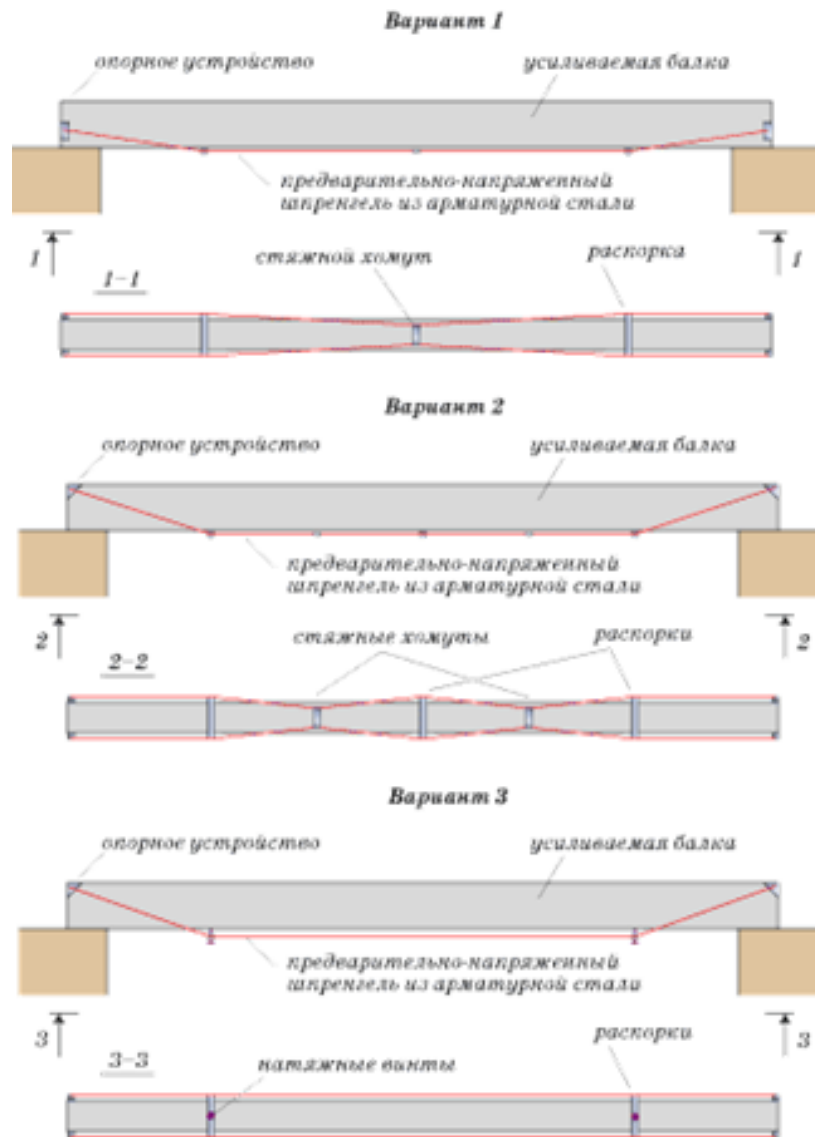


Рисунок 2.6. Установка шпренгельных затяжек

Монолітні та збірні залізобетонні конструкції також різняться між собою за якістю адгезії бетону з арматурою, за надійністю і довговічністю. Твердіння монолітних залізобетонних конструкцій відбувається на будівельному майданчику, як правило, з порушенням технологічних вимог, а розопалубочення проводиться раніше моменту досягання бетоном необхідної міцності.

В той же час в заводських умовах, при автоклавному пропарюванні в процесі зв'язування залізобетону беруть участь всі компоненти бетонної суміші. При цьому використовуються конструктивно прості елементи, що виготовляються з арматури або фасонного прокату поза об'єктом, що реконструюється, встановлюються з мінімальними трудовими атратами,

відразу ж включаються в роботу після установки і натягнення або збільшення перерізу без застосування інших пристосувань. Вони в 2...2,5 рази підвищують початкову несучу здатність згинальних елементів, не порушують інтер'єрів приміщень, можуть бути приховані підвісною стелею і т. п., займають мало місця і трохи збільшують переріз або висоту конструкцій.

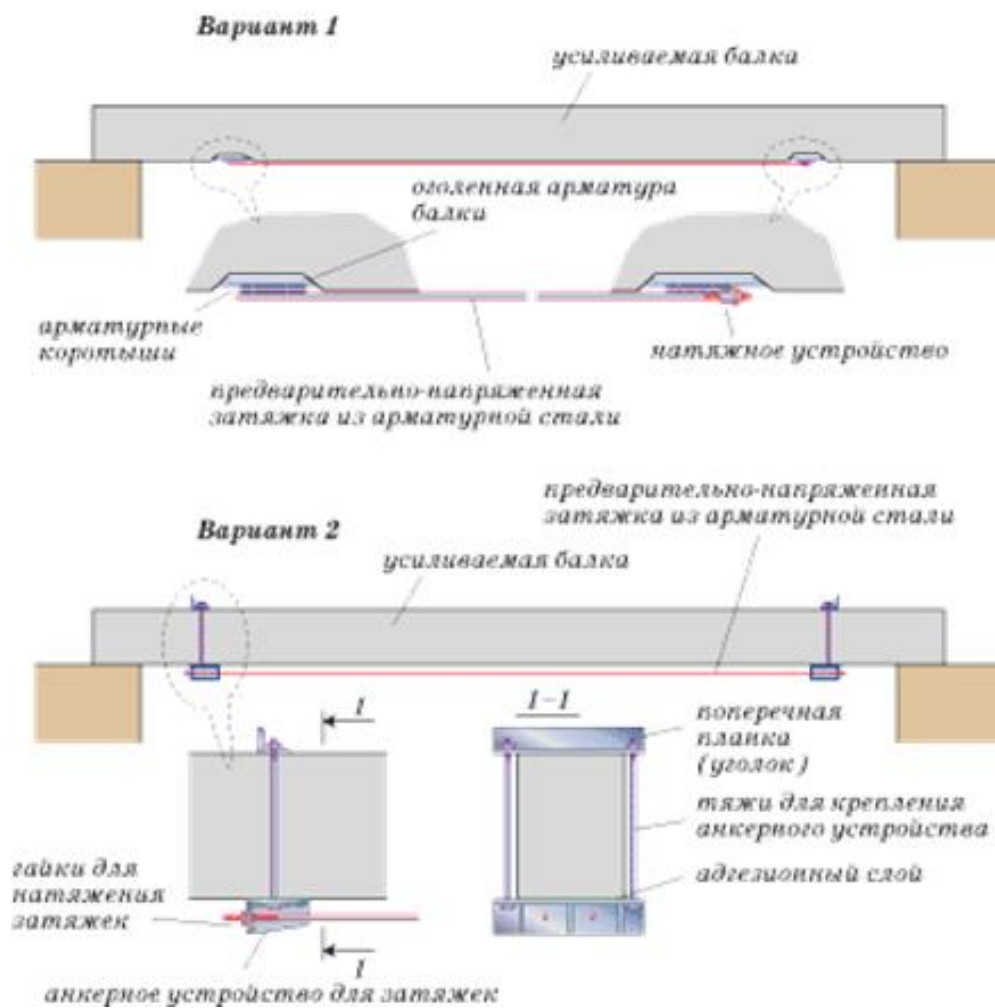


Рисунок 2.7. Установка затягувань з арматурної сталі

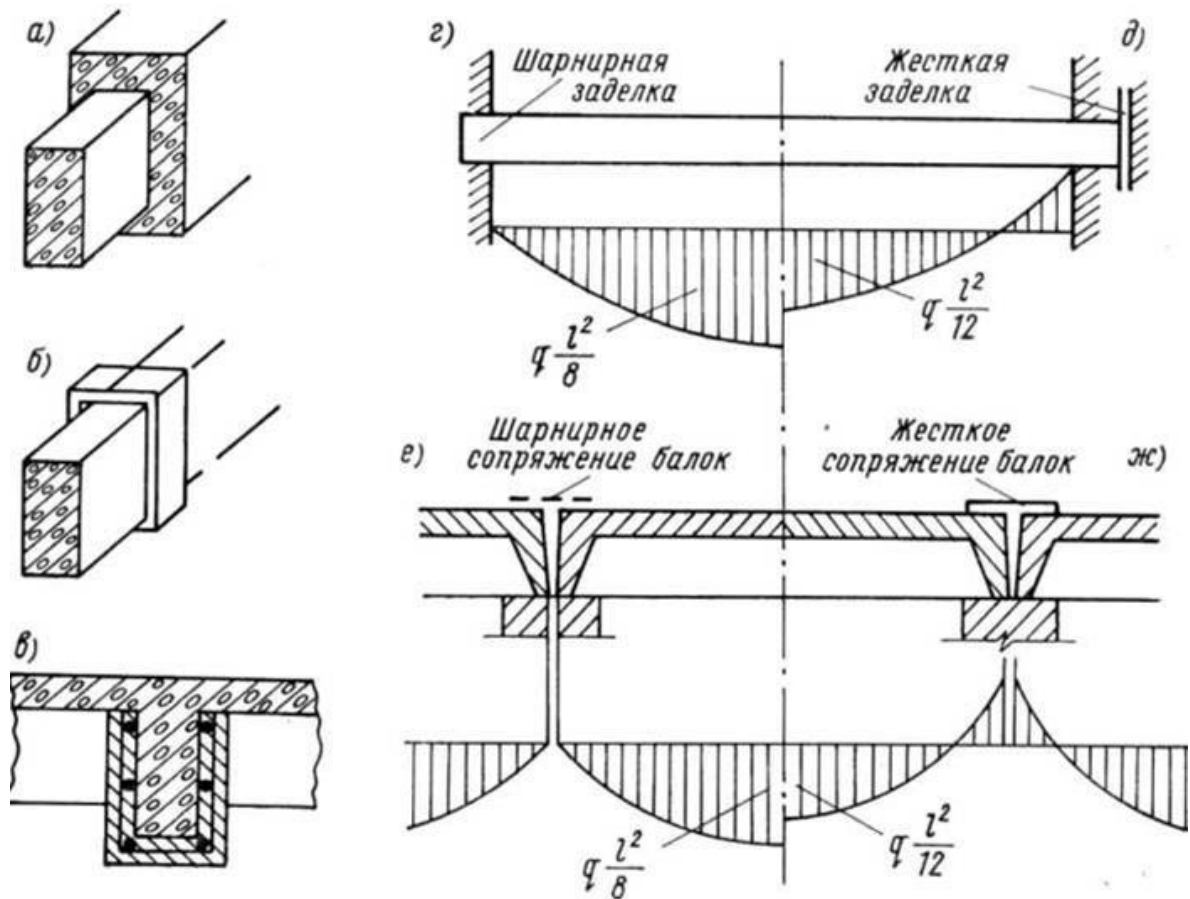


Рисунок 2.8 Способи підсилення залізобетонних балок: а, в - обетоннуванням; б - хомутами; г, д, е, ж - з'єднанням на опорах

Для забезпечення спільної роботи бетону підсилюваної конструкції з бетоном підсилення необхідно як при проектуванні, так і при виробництві робіт приділяти увагу заходам, сприяючим підвищенню зчеплення старого бетону з новим. Зокрема, гладкі контактні поверхні рекомендується піддавати піскоструминній обробці, насічці або обробці металевими щітками. Безпосередньо перед укладанням нового бетону поверхня старого повинна бути промита струменем води під тиском. При цьому зайва вода у вигляді калюжок повинна бути видалена, тому що надмірне зволоження негативно впливає на зчеплення. При улаштуванні залізобетонних обійм колон поверхня існуючого бетону промивається струменем води під тиском.

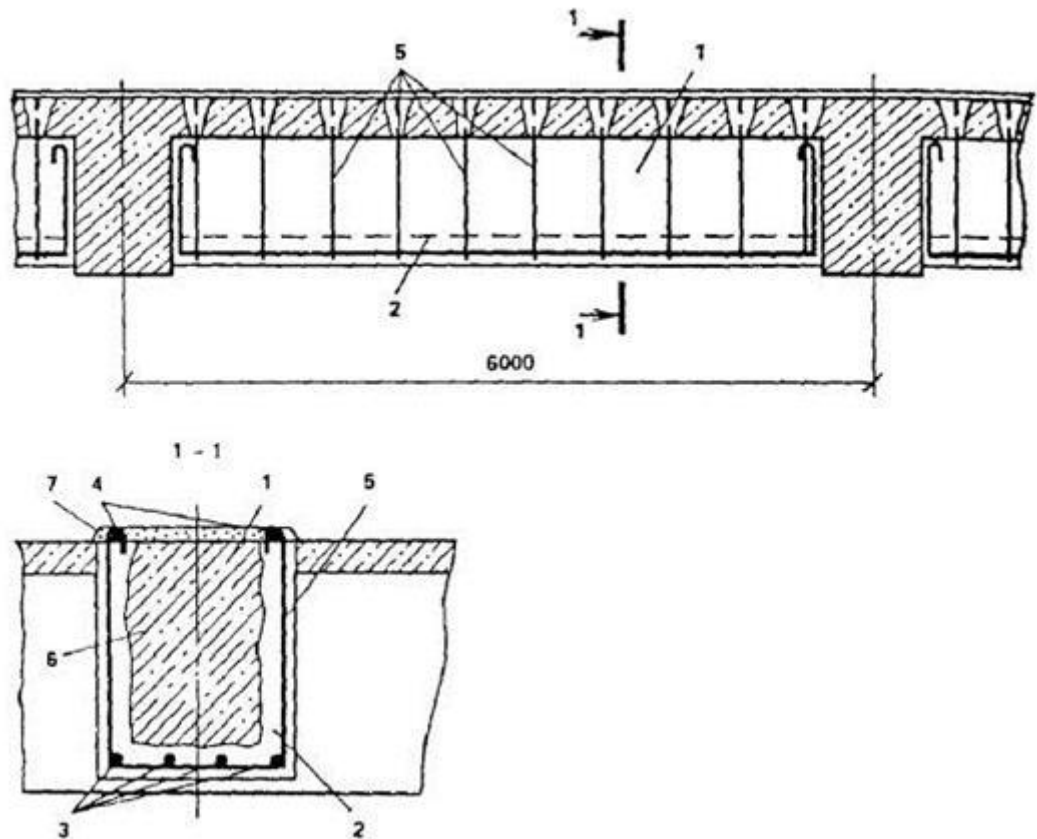


Рисунок 2.9. Підсилення монолітної балки залізобетонною сорочкою:
 1 - підсилювана балка; 2 - сорочка; 3 - робоча арматура сорочки; 4 —
 монтажна арматура сорочки; 5 - хомути; 6 - насічка; 7 —затяжка.

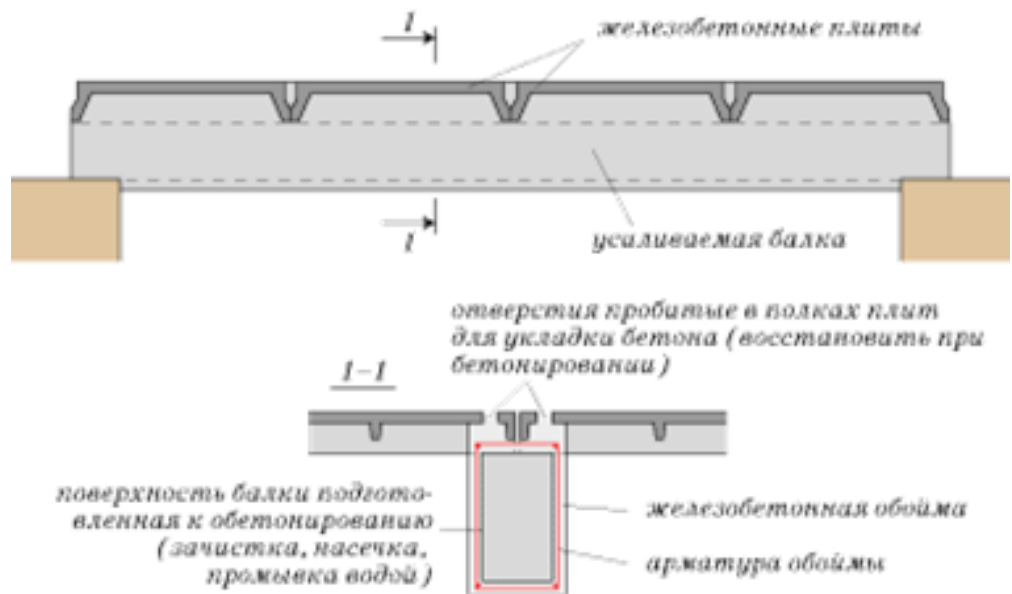


Рисунок 2.10. Улаштування залізобетонної обойми

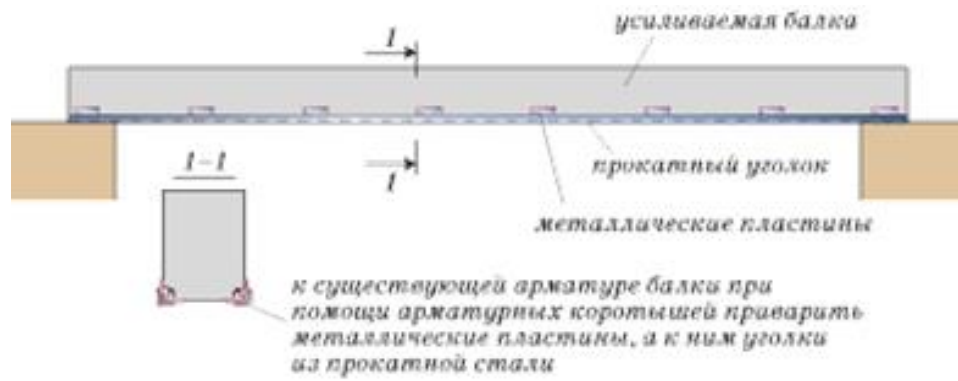


Рисунок 2.11. Установка металлических уголков

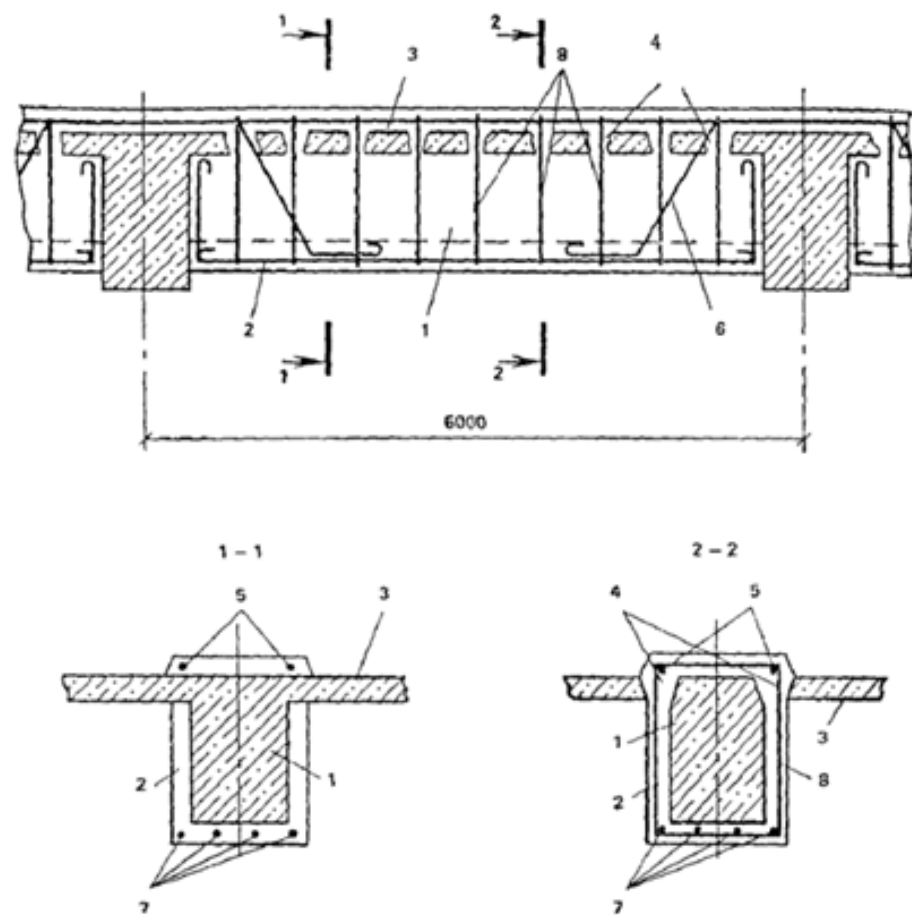


Рисунок 2.12. Підсилення монолітної балки залізобетонною обіймою:

1 - підсилювана балка; 2 - обійма; 3 - плита; 4 - отвори в плиті для пропуску хомутиків і подачі бетону; 5 - монтажна арматура обійми; 6 - похилі стержні обійми; 7 - робоча арматура обійми; 8 - хомути обійми

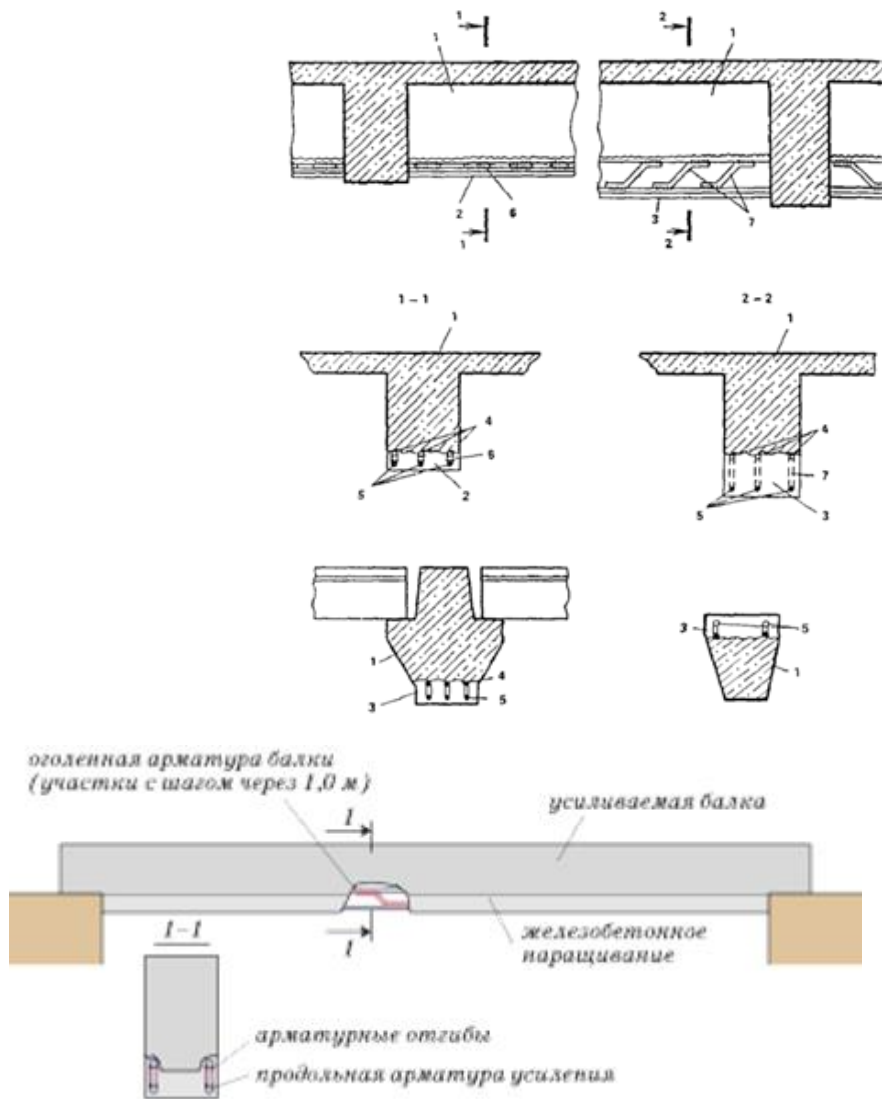
Сорочки частіше застосовуються при підсиленні монолітних балок ребристих перекриттів. Особливу увагу рекомендується приділяти анкеруванню поперечної арматури по кінцях поперечного перерізу сорочок. При підсиленні колон хомути повинні приварюватися до арматури підсилюваної колони, у разі яких-небудь ускладнень сорочка колони повинна розраховуватися на сприйняття всього навантаження. При підсиленні монолітних балок ребристих перекриттів хомути виводяться через плиту через просвердлені отвори і анкеруються за допомогою подовжніх арматурних стержнів.

Підсилення нарощуванням не рекомендується при значній корозії подовжньої арматури підсилюваних елементів і в тих виробничих приміщеннях, де по яких або причинах заборонено проводити зварювальні роботи.

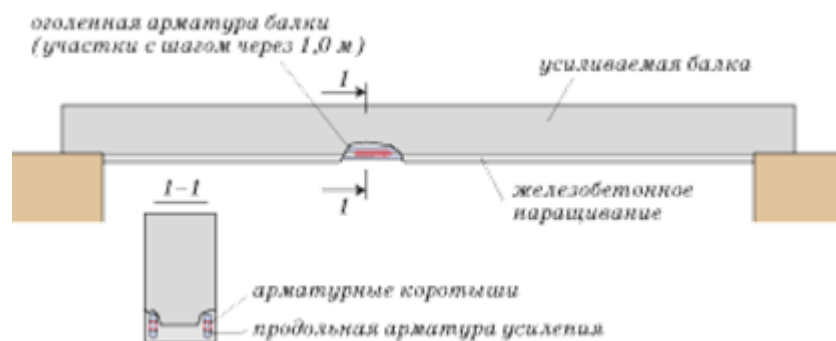
Підсилення нарощуванням полягає в тому, що підсилювана конструкція збільшується по висоті або ширині, тобто знизу, з боків або зверху підсилюваного елемента.

Характерною особливістю цього способу є сприйняття дотичної напружень, що діють в площині контакту старого бетону з новим, спеціальною додатковою арматурою, що приварюється до арматури підсилюваної конструкції, що заздалегідь оголяється сколюванням захисного шару в місцях приварювання.

Нарощування застосовується для підсилення будь-яких залізобетонних конструкцій як монолітних, так і збірних. Підсилення верхніх полиць збірних балок покриттів виконується у разі заміни плит покриттів. При нарощуванні не рекомендується застосовувати арматурні стержні діаметром менше 10 мм. При сколюванні захисного шару бетону, розташованого в стиснутій зоні, слід враховувати тимчасове зниження несучої здатності.



Нарощування балок знизу при значному збільшенні їх несучої здатності



Нарощування балок знизу при незначному збільшенні їх несучої здатності

Рисунок 2.13 Підсилення балок одностороннім нарощуванням: 1 - підсилювана балка; 2 - нарощування за допомогою коротышів; 3 - нарощування за допомогою сполучних елементів; 4 - арматура підсилюваної

балки; 5 - додаткова робоча арматура; 6 - коротиші; 7 - сполучні елементи на зварці

У ряді випадків для збільшення несучої здатності підсилюваних елементів, нарощуванням достатньо лише збільшити кількість основної подовжньої арматури, для чого рекомендується скотити захисний шар не менше чим на 0,5 діаметру арматури і за допомогою паралельного приварювання через коротиші з арматури діаметром від 10 до 40 мм і завдовжки від 50 до 200 мм з'єднати додаткову арматуру з існуючою арматурою

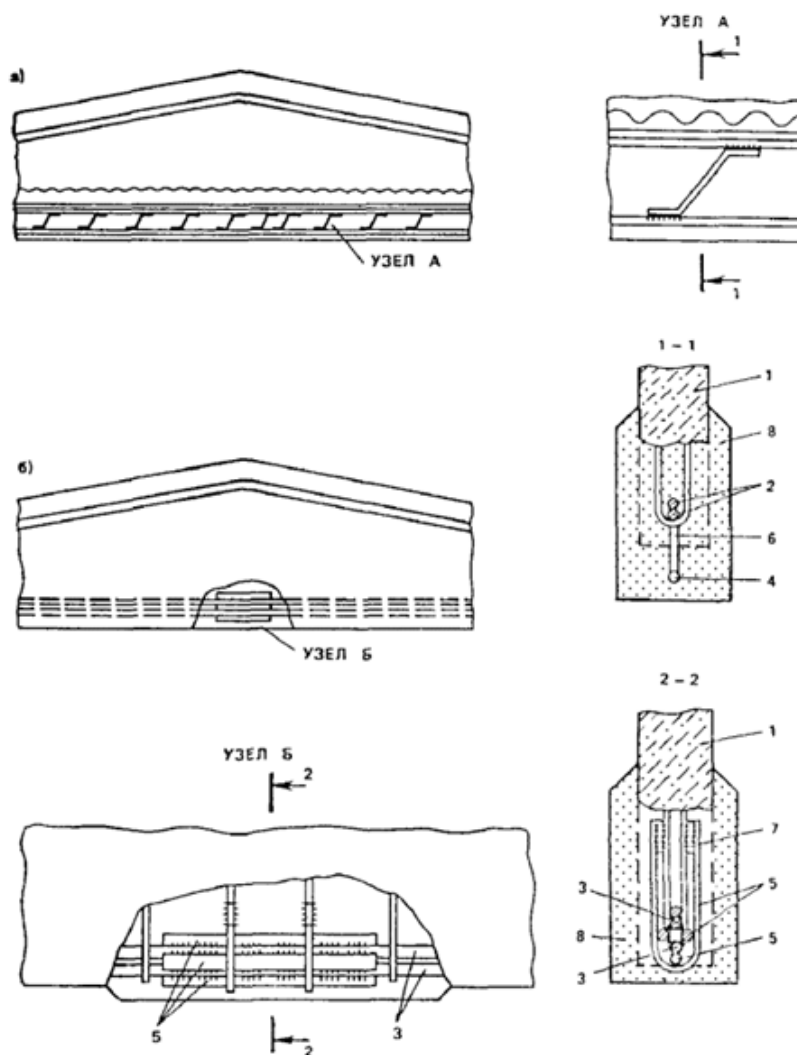


Рисунок 2.14. Підсилення збірних балок покриття: а - односторонні нарощуванням; б - накладками на зварці при розриві арматури; 1 – підсилювана балка; 2, 3 - арматура балки; 4 - додаткова арматура; 5 -

накладки з арматурних ; 6 - сполучні елементи; 7 - додаткові хомути; 8 – обетонка



Рисунок 2.15. Характерні пошкодження збірної велико пролітної балки

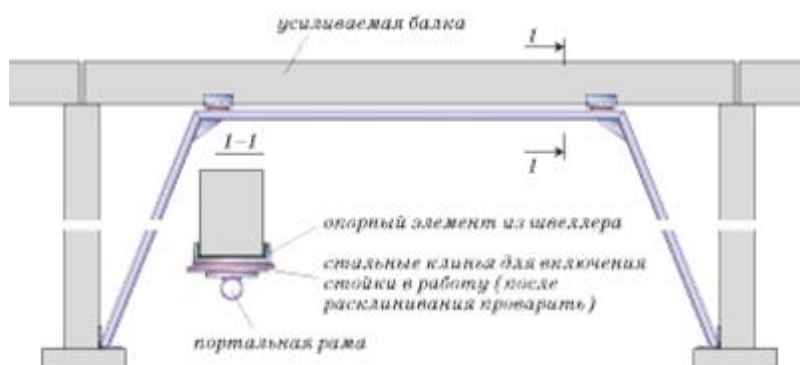
У розтягнутій зоні підсилюваних елементів коротыши розміщуються на відстані 200...1000 мм, в стиснутій зоні - на відстані не більше 500 мм і не більше 20 діаметрів повздожньої арматури підсилення. Після проведення зварювальних робіт, замість сколеного захисного шару наноситься новий - у вигляді цементної штукатурки або торкретуванням. У цих випадках переріз підсилюваного елемента незначно збільшується, в межах від 20 до 80 мм.

При розривах арматурних стержнів в згинальних елементах, рекомендується відновлювати їх приварюванням напружених накладок. Заздалегідь слід підперти підсилювану конструкцію тимчасовими підпорами, сколоти захисний шар на необхідній довжині, приварити стержні підсилення (накладки) одним кінцем, нагрівати струмом, наприклад від зварювального трансформатора, приварити другий кінець в нагрітому стані, відновити порушений захисний шар пластичним бетоном на дрібному заповнювачі.

Допускається приварювання додаткової арматури із сталей класів А-I, А-II, А-III до існуючої арматури тих же класів. При арматурі з високовуглецевих сталей класів А-IV і вище, а також з канатів зварка не допускається.



Підведення розвантажуючих стійок



Підведення розвантажуючих порталних рам

Рисунок 2.16. Підсилення шляхом введення додаткових опор

У випадках, коли умови технологічного процесу дозволяють зменшення габаритів виробничих приміщень, одним з простих способів підсилення згинальних елементів, балок, ригелів, рам, ферм і тому подібне, є установка додаткових жорстких опор.

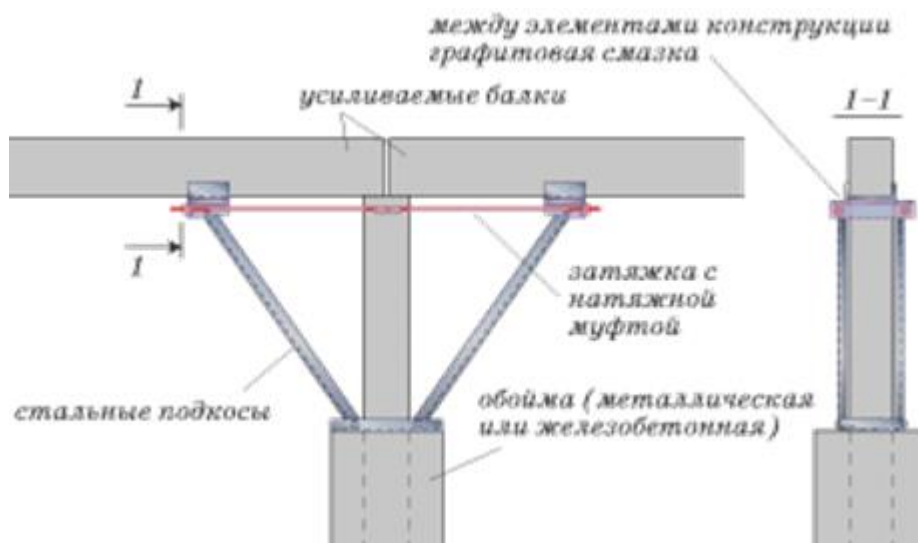


Рисунок 2.17. Підсилення ригеля додатковою жорсткою опорою

Оскільки при виконанні жорстких опор на самостійних фундаментах повністю уникнути осідання опори дуже складно, то у всіх випадках бажано встановлювати їх на існуючі фундаменти, якщо навіть при цьому необхідно їх підсилювати. У цих випадках жорсткі додаткові опори виконують у вигляді порталів або підкосів. Елементи додаткових жорстких опор можуть бути залізобетонними і металевими. Їх рекомендується виготовляти наперед.

При виконанні жорстких опор у вигляді підведених стійок, що мають самостійні фундаменти, рекомендується звертати особливу увагу на зменшення осідання цих фундаментів, для чого необхідно здійснювати попереднє обтискання ґрунту під подошвою. Одним із способів попереднього обтискання ґрунту є завантаження фундаменту навантаженням, не меншим розрахунковим, до зведення стійки. Для зменшення тиску на ґрунт під подошвою нового фундаменту рекомендується влаштовувати розподільну піщано-гравійну подушку.

При підсиленні ригеля рами додатковими жорсткими опорами у вигляді металевих підкосів накладні металеві деталі в нижніх кутах повинні бути закріплені. Після підведення підкосів для щільного прилягання конструкцій, що сполучаються, забезпечують ефективність підсилення, необхідно у верхньому вузлі провести розкоинування клиноподібними прокладками. Можливе спирання металевих підкосів на металеві обойми колон.

У випадках, коли підсилювана|посилювати| конструкція не може бути заздалегідь розвантажена, установка додаткових жорстких опор повинна в обов'язковому порядку|ладі| супроводжуватися|супроводитися| попереднім підняттям|підніманням| підсилюваної|посилювати| конструкції. Підйом підсилюваної|посилювати| конструкції може бути проведений|виробляти,справляти| різними способами і залежить як від конструкції додаткових опор, так і від конструкції підсилюваних|посилювати| елементів.

При підсиленні ригелів додатковими жорсткими опорами у вигляді металевих або залізобетонних підкосів, підйом підсилюваного ригеля може проводитися, наприклад, горизонтально розташованим домкратом. Для полегшення переміщення напіврозкосів, що розпираються, необхідно в зазор між підсилюваним ригелем і напіврозкосами закладати металеві підкладки і коротишш з круглої арматурної сталі. Після підйому підсилюваної конструкції на необхідну величину з обох боків напіврозкосів приварюють розпірки з профільного металу, наприклад з швелерів, а домкрат знімають. При підсиленні напіврозкосами, щоб уникнути перевантаження колон внизу, напіврозкоси необхідно зв'язати низом спеціальним металевим затягуванням.

При підсиленні ригелів додатковими жорсткими опорами у вигляді підкосної системи, що встановлюється на одній колоні, підйом підсилюваної конструкції проводиться натягом металевої затяжки за допомогою натяжної муфти. Для установки підкосної системи в нижній частині колони необхідно заздалегідь влаштувати обійму. Після установки і стягання підкосів вони в нижній частині закріплюються приварюванням металевих планок до підкосів. Підсилення жорсткими додатковими опорами цього типу в меншій мірі утрудняє габарити виробничих приміщень.

РОЗДІЛ 3 МІЦНІСТЬ І ДЕФОРМАТИВНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ КОНСТРУКЦІЙ, ПІДСИЛЕНИХ ПІД НАВАНТАЖЕННЯМ

3.1 Розрахункові моделі силового опору залізобетону

Для побудови розрахункових моделей залізобетонних конструкцій удаються до вихідних передумов, які спрощують рішення задачі. Однією з таких передумов являється завдання закону деформації бетону.

Накопичений значний об'єм експериментальних досліджень і теоретичних пропозицій що до оцінки деформації бетону, повний аналіз відомих пропозицій виконаний в роботі [9].

В.Н. Байковим для опису залежності «напруження – деформації» при короткочасному вантаженні запропонована залежність

$$\sigma_b = A_0 \varepsilon_b + B_0 \varepsilon_b^2 + C_0 \varepsilon_b^3 + D_0 \varepsilon_b^4 + E_0 \varepsilon_b^5, \quad (3.1)$$

де $A_0 \dots F_0$ - дослідні параметри.

Н.Н. Поповим, Б.С. Расторгуєвим запропонована залежність у вигляді полінома третього ступеня:

$$\sigma_b = A_0 \varepsilon_b + B_0 \varepsilon_b^2 + C_0 \varepsilon_b^3. \quad (3.2)$$

Бамбура А.Н. запропонував залежність:

$$\sigma_b = R_b \sum a_i \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_R} \right)^i. \quad (3.3)$$

Маїлян Д.Р. описує рівнянням залежність:

$$\varepsilon_b = \varepsilon_R E_b e^m \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_R} \right)^m. \quad (3.4)$$

У формулах (3.3) і (3.4) позначено: ε_b - поточні значення відносної деформації бетону; ε_R — граничне значення відносної деформація на висхідній гілці при $\sigma_b = R_b$, зафіксована при даному випробуванні.

Карпенко Н.І. використовується коефіцієнт зміни січного модуля ν_m для опису діаграми «напруження - деформації»

$$\sigma_m = \varepsilon_m E_m \nu_m, \quad (3.5)$$

$$\nu_m = \hat{\nu}_m \pm (\nu_0 - \hat{\nu}_m) \sqrt{1 - e_{1m} \eta_m - e_{2m} \eta_m^2}, \quad (3.6)$$

де при $m=b$, b_t - розглядається стиснутий, розтягнутий бетон; $m=s$ - арматура; e_{1m}, e_{2m} - коефіцієнти, що характеризують вид матеріалу; $\hat{\nu}_m$ - значення ν_m у вершині діаграми при $\sigma_m = \hat{\sigma}_m$.

$$\eta_m = \frac{\sigma_m - \sigma_{m,e1}}{\hat{\sigma}_m - \sigma_{m,e1}}. \quad (3.7)$$

де $\sigma_{m,e1}$ — максимальне значення напруження лінійної ділянки діаграми для арматури.

Залежність (3.5) дає можливість прив'язки параметрів як до напружень, так і до деформацій, уніфікації діаграм для бетону і арматури.

У нормах США діаграму роботи бетону на стиск рекомендується описувати двома рівняннями: на першій ділянці залежність «напруження-деформації» параболічна:

$$\sigma_{bl} = \sigma_{bl,\max} \left[2 \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_m} - \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_m} \right)^2 \right]; \quad (3.8)$$

А на другій ділянці - лінійна

$$\sigma_{bl} = \sigma_{bl,\max} \left[1 - 0,15 \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_m}{\varepsilon_k - \varepsilon_m} \right]. \quad (3.9)$$

Розглянуті емпіричні залежності, що відображають нелінійність зв'язку між напруженнями і деформаціями для бетону, відповідають вимогам безперервності і дифференціювання. Проте їм властиві наступні недоліки - можливість застосування тільки до конкретного матеріалу, невисока точність і спільність апроксимації, залежності підбираються по малій кількості експериментальних параметрів.

Розглянуті вище криволінійні діаграми «напруження – деформації» для бетону відображають спадаючу гілку деформації. Низхідна гілка діаграми супроводжується збільшенням граничних деформацій бетону, що у свою чергу за рахунок підвищеного залучення до роботи високоміцної арматурної стиснутої зони бетону або міцнішими елементами складеного перерізу сприяє збереженню несучої здатності конструкцій.

Серед досліджень низхідної гілки діаграми «напруження – деформації» бетону при короткочасному вантаженні можна назвати роботи В.Н. Байкова, А.Н. Бамбіри, А.А. Гвоздева, В.Г. Назаренко, С.І. Рогового, Е.М. Чернишева, А.В. Яшина і ін. Тим часом, вплив режиму і тривалості вантаження на характер зміни низхідної гілки діаграми «напруження – деформації» вивчені лише В.М. Бондаренко [16], яким запропонована залежність:

$$\varepsilon(t) f[\varepsilon(t)] = \sigma(t) \left[\frac{1}{E_M^0(t)} + A(t, t_0) \right] \quad (3.10)$$

де $\varepsilon(t)\dot{\Gamma}[\varepsilon(t)] = K e^{m(t)\varepsilon(t)}$ звідси:

$$\sigma(t) = \frac{K \varepsilon(t) e^{m(t)\varepsilon(t)}}{\frac{1}{E_M^0(t)} + A(t, t_0)}. \quad (3.11)$$

Відповідно до (3.11) січний тимчасовий модуль деформацій:

$$E_{\text{тимч}} = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon(t)} = \frac{K e^{m(t)\varepsilon(t)}}{\frac{1}{E_M^0(t)} + A(t, t_0)}. \quad (3.12)$$

Вираз (3.11) дозволяє з єдиних методологічних позицій описати діаграму «напруження – деформації» при всіх режимах вантаження.

У СНиП 2.03.01-84* прийнята прямокутна еюра розподілу напружень, що дає можливість урахування пластичних властивостей бетону тільки в граничному стані конструкції.

У проекті нових норм за розрахункові діаграми стану стиснутого бетону приймають криволінійну діаграму із спадаючою гілкою або більш прості діаграми - трилінійну і двохлінійну:

$$\sigma_b = \frac{kn - n^2}{1 + (k - 2)n} R_b, \quad (3.13)$$

при цьому $\varepsilon_b \leq \varepsilon_{b2}$

$$k = \frac{E_b \varepsilon_b}{R_b}; n = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}}. \quad (3.13)$$

У методичних рекомендаціях [21, 30] зв'язок між напруженнями і деформаціями бетону приймається у вигляді діаграми, приведеної на рис. 3.1,а залежність $\sigma_b(\varepsilon_b)$ на ділянці 0-1 діаграми апроксимується квадратною

параболою з вершиною в точці 1, на ділянці 1-2 - прямою лінією. Параметри ε_{bR} і ε_{bu} являються константами бетону.

Зв'язок між напруженнями і деформаціями бетону прийнятий двохлінійним (див. рис. 3.1, б). Відповідно до даної діаграми еюра нормальних напружень в бетоні стиснутої зони у вигляді прямокутної трапеції з висотою ділянки постійних значень напружень, що дорівнює $\lambda_b x$, де x - середнє значення висоти стиснутої зони, λ_b - коефіцієнт пластичності бетону:

для $\frac{R_b}{E_b} < \varepsilon_b < \varepsilon_{b,u}$

$$\lambda_b = \frac{\varepsilon_b E_b - R_b}{\varepsilon_b E_b} \quad (3.16)$$

для $\varepsilon_b = \varepsilon_{b,u}$

$$\lambda_b = \lambda_{b,u} = \frac{\varepsilon_b E_b - R_b}{\varepsilon_{b,u} E_b} \quad (3.16)$$

Для важкого бетону:

$$\lambda_{b,u} = 0,93 - 0,014R_b \quad (3.17)$$

Застосування трапецієвидних діаграм «напруження – деформації» для стиснутого бетону дозволило розробити розрахункові методики оцінки міцності нормальних перерізів що згинальних і позацентрово стиснутих елементів.

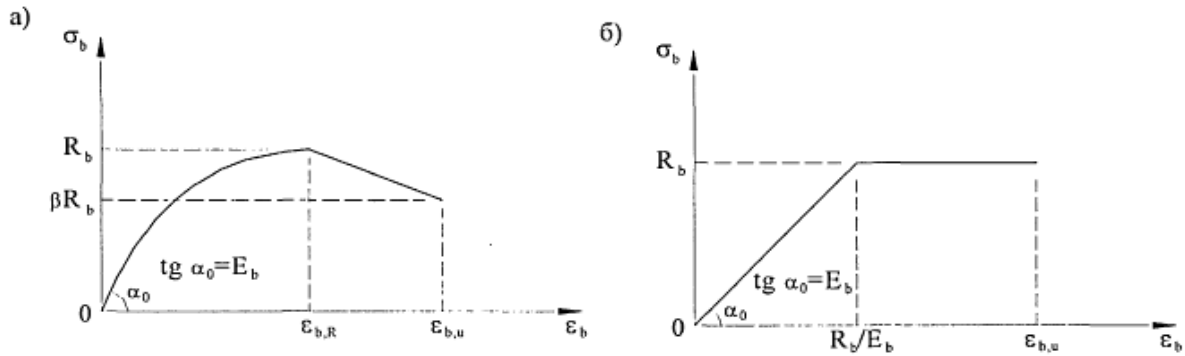


Рисунок 3.1. Діаграма $\sigma_b - \varepsilon_b$: а- методичні рекомендації [30]; б – рекомендації [21]

Аналіз опору бетонних зразків для визначення характеристик міцності і деформацій пропонується проводити з урахуванням процесів мікротріщиноутворення в структурі бетону. Перехід процесу деформації бетонної призми в нестійкий стан пов'язаний з прогресуючим утворенням і розвитком магістральних тріщин.

У [20] запропонована кусочно-лінійна діаграма «напруження-деформації» для бетону, заснована на оцінці структурних змін за допомогою параметричних рівнянь (рис. 3.2, б).

при $\varepsilon_{b,R} < \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b,u}$

$$\sigma_b = R_b. \quad (3.18)$$

На підставі описаної трилінійної діаграми пропонується двохлінійна діаграма у вигляді прямокутної трапеції (рис. 3.2, в) для якої:

при $0 < \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b,crc}$

$$\sigma_b = \varepsilon_b R_b, \quad (3.19)$$

при $\varepsilon_{b,crc} < \varepsilon_b \leq R_b/E_b$

$$\sigma_b = \sigma_{bi}, \quad (3.20)$$

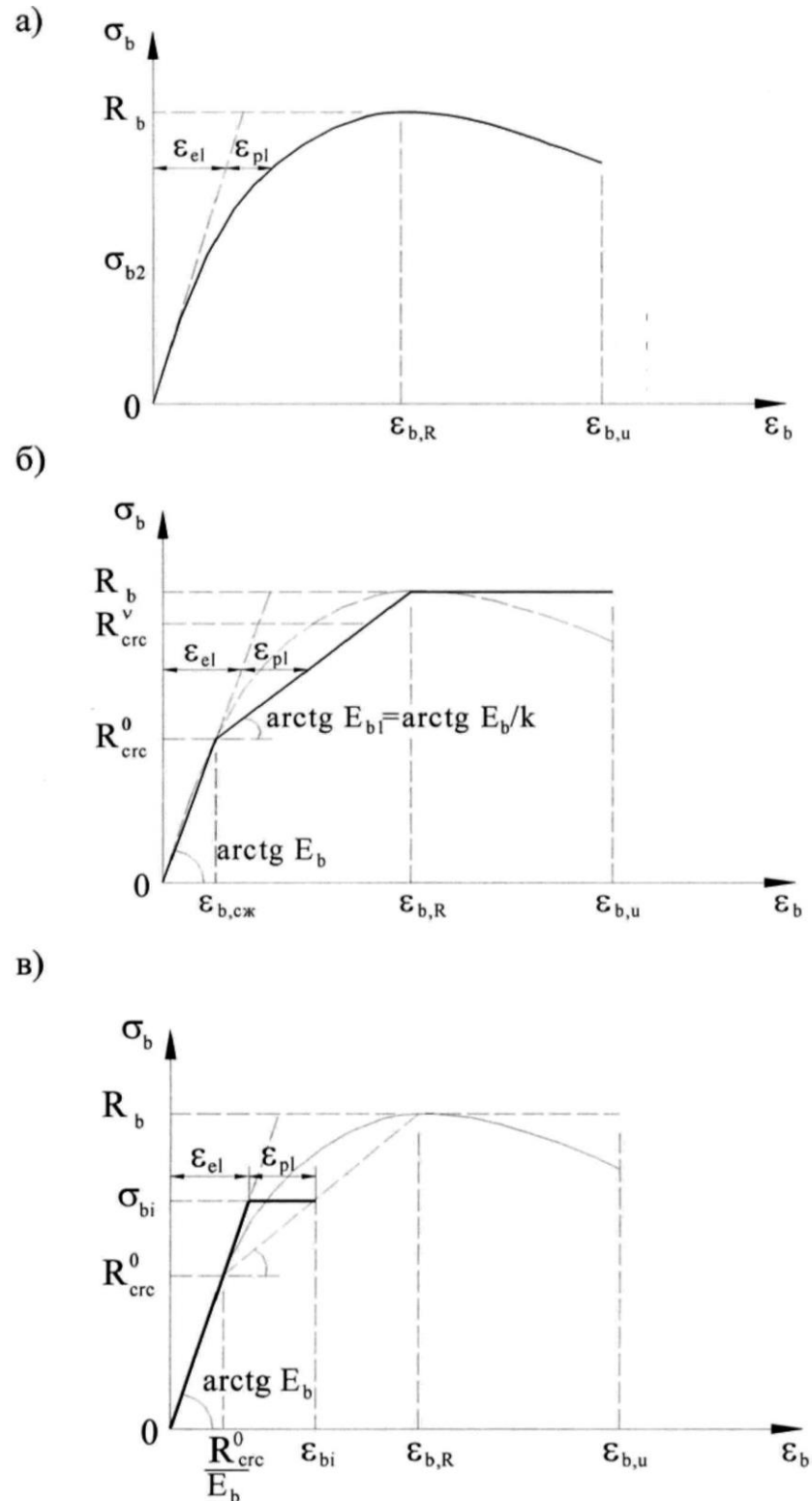


Рисунок 3.3. Діаграми «напруження – деформації» для бетону: а - дійсна; б, в - ідеалізовані (ε_{el} і ε_{pl} - відповідно пружна і пластична складові повних деформацій)

при $R_b/E_b < \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b,u}$

$$\sigma_b = R_b, \quad (3.19)$$

Для арматури всіх видів в нормах [40] запропонована залежність «напруження-деформації» яка приведена на рис. 3.3, а. Значення максимальної відносної деформації ε_{s2} , приймають рівними $\varepsilon_{s2} = 0,025$. Значення відносної деформації ε_{s0} , що визначає межу пружної ділянки діаграми, приймають рівними $\varepsilon_{s0} = R_s/E_s$. Для високоміцних арматурних сталей приймають двохлінійну і трилінійну діаграми. Аналогічна діаграма прийнята для сталі, що має фізичну межу текучості. Для арматурної сталі, що не має фізичної межі текучості, запропонована трилінійна діаграма (рис. 3.3,б).

У [24] запропоновано апроксимувати діаграму σ – ε арматурних сталей з урахуванням ділянки зміцнення після проходження майданчика текучості (див. рис. 3.3, в, г).

М.І. Карпенко запропонував зв'язок між напруженнями і деформаціями ε_s арматурних сталей без фізичного майданчика текучості при одноосному розтягу описувати по формулах:

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s \nu_s}, \quad (3.22)$$

де ν_s - коефіцієнт зміни січного модуля

$$\nu_s = \hat{\nu}_s + (\nu_0 - \hat{\nu}_s) \sqrt{1 - \omega_1 \eta - \omega_2 \eta^2}, \quad (3.23)$$

$$v_0 = 1; \widehat{\sigma}_s = \sigma_{s,u}; \widehat{\varepsilon}_s = \varepsilon_{s,u}; \widehat{v}_s = \frac{\widehat{\sigma}_s}{E_s \widehat{\varepsilon}_s}. \quad (3.24)$$

де $\widehat{\sigma}_s$ - напруження при розриві; $\varepsilon_{s,u}$ - відносні видовження при розриві; η - рівень напружень при $\sigma_s < \sigma_{s,l}$ ($\eta = 0, \gamma = 0$), а при $\sigma_s > \sigma_{s,l}$

$$\eta = \frac{\sigma_s - \sigma_{s,el}}{\widehat{\sigma}_s - \sigma_{s,el}}, \quad (3.25)$$

У теорії залізобетону використовуються різні рівняння механічного стану бетону, що дозволяють оцінювати роботу матеріалу при тривалому вантаженні. Існує низка теорій, які описують тривалий опір бетону зовнішньому навантаженню. Першою була теорія старіння, яка трактує повну незворотність деформацій повзучості при розвантаженні.

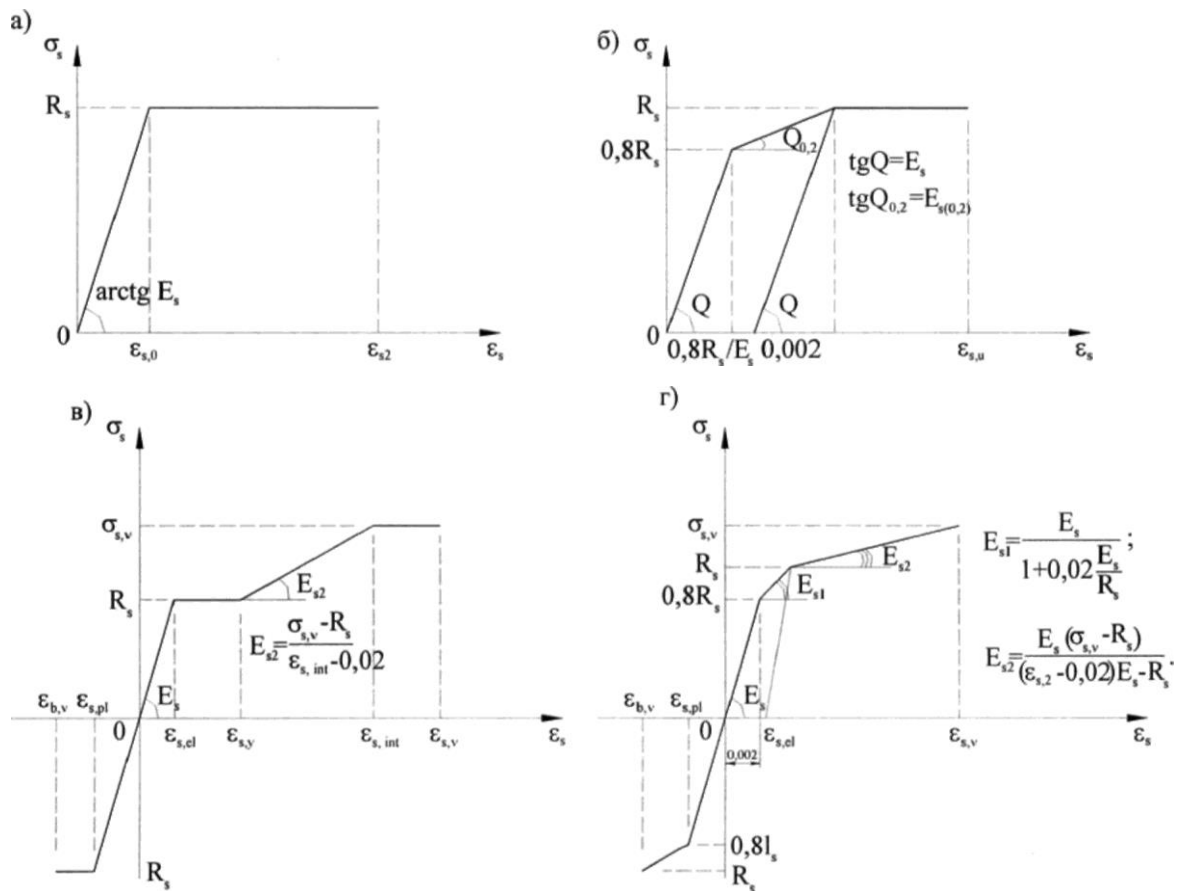


Рисунок 3.3. Діаграми «напруження - деформації» для арматурних сталей

Наступним етапом розвитку теорій являються два варіанти модифікованої теорії старіння, які не забезпечують хорошої відповідності з результатами експерименту, особливо у разі дії змінних напружень з розвантаженням. Можна відзначити, що по суті модифікована теорія старіння є спрощеним варіантом теорії пружно-повзучого тіла.

Третю групу варіантів теорії повзучості бетону складають різні варіанти теорії пружно-повзучого тіла, званою також спадковою теорією старіння.

Відомі наступні теорії повзучості в лінійній постановці:

- лінійна спадкова теорія старіння:

$$\varepsilon(t, t_0) = \sigma(t_0) \left[\frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau) \right] + \int_{t_0}^t \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} \left[\frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau) \right], \quad (3.26)$$

де $\varepsilon(t)$ - деформація бетону в даний період часу; t_0 - момент часу прикладання навантаження; τ - момент прикладання елементарного приросту напруження; $E(\tau)$ - початковий модуль пружної деформації бетону у момент спостереження; $C(t, \tau)$ - міра повзучості бетону.

- лінійна повзучість спадкової теорії старіння:

$$\varepsilon(t, t_0) = \varepsilon(t) - \int_{t_0}^t \varepsilon(\tau) L(t, \tau) d\tau, \quad (3.27)$$

де $\varepsilon(t) = \sigma(t)/E(t)$ - пружна миттєва деформація у момент часу t ; $\varepsilon(\tau) = \sigma(\tau)/E(\tau)$ - пружна миттєва деформація у момент часу τ ; $L(t, \tau)$ - функція впливу колишніх пружних деформацій на спостережувану повну деформацію:

$$L(t, \tau) = E(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \left[\frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau) \right]. \quad (3.28)$$

- лінійна теорія старіння, заснована на гіпотезі паралельності кривих повзучості [47]:

$$\varepsilon(t, t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E_0(t)} [1 + \varphi(t)] + \int_{t_0}^t \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} \left[\frac{1}{E(\tau)} + \frac{\varphi(t) - \varphi(\tau)}{E_0(t)} \right] d\tau, \quad (3.29)$$

де $\sigma(t_0)$ - напруження в бетоні у момент навантаження; $E_0(t)$ - модуль пружної деформації бетону у момент навантаження; $\varphi(t)$ - характеристика повзучості бетону.

У виразах (3.26) -(3.28) лінійна повзучість бетону кількісно оцінюється мірою повзучості $C(t, \tau)$, для опису якої відомі наступні вирази:

- Н.Х. Арутюнян запропонував залежність:

$$C(t, \tau) = \Theta(\tau) f(t - \tau), \quad (3.30)$$

де $f(t - \tau) = 1 - e^{-\gamma(t-\tau)}$, $\Theta(\tau) = C_0 + A_t/t$, де γ - дослідні параметри; C_0

- гранична величина міри повзучості.

- у теорії пружної спадковості:

$$C(t, \tau) = C_{\infty} \left[1 - e^{-b(t-\tau)} \right], \quad (3.31)$$

де b - дослідний параметр; C_{∞} - граничне значення міри повзучості.

- у теорії старіння міра повзучості $C(t, \tau)$ визначається через характеристику повзучості:

$$C(t, \tau) = \frac{\varphi(t) - \varphi(\tau)}{E_0}, \quad (3.32)$$

$$\varphi(t) = \varphi_\infty [1 - e^{-bt}] \quad (3.33)$$

де b - , не залежний від часу дослідний параметр; t - тривалість дії навантаження; φ_∞ - граничне значення характеристики повзучості.

У нелінійній спадковій теорії старіння рівняння механічного стану бетону має вид

$$\varepsilon(t, t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E_0(t)} - \int_{t_0}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \left[\frac{1}{E(\tau)} \right] d\tau - \int_{t_0}^t f[\sigma(\tau)] \frac{\partial}{\partial \tau} C(t, \tau) d\tau \quad (3.34)$$

де t_0 — момент прикладання навантаження; $E(t)$ - початковий модуль пружності деформації бетону у момент навантаження.; $E(t)$ - те ж, у момент спостереження $f[\sigma(\tau)]$ - нелінійна функція діючого напруження $\sigma(t)$; $C(t, \tau)$ - міра повзучості бетону.

Рівняння нелінійної теорії старіння для опису деформацій повзучості бетону [47]:

$$\varepsilon(t, t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E_0} - \frac{f[\sigma(\tau)]}{E_0} \varphi(t) + \int_{t_0}^t \left[\frac{\sigma(\tau)}{d\tau} \frac{1}{E(\tau)} + \frac{df[\sigma(\tau)]}{d\tau} \frac{\varphi(t) - \varphi(\tau)}{E_0} \right],$$

де $\sigma(t_0)$ - напруження в бетоні у момент навантаження; E_0 - модуль пружної деформації бетону у момент навантаження.; $\varphi(t)$ - характеристика повзучості бетону; $f[\sigma(\tau)]$ - нелінійна функція напружень.

Отримати більш узагальнені рішення дозволяє запропонований В.М. Бондаренко [6] в розвиток нелінійної спадково теорії старіння. Рівняння для визначення повних деформацій бетону при постійних і змінних в часі режимах навантаження.

$$\varepsilon(t, t_0) = \varepsilon_y(t, t_0) + \frac{f_m[\sigma(\tau)]}{E(t)} + \int_{t_0}^t f_n[\sigma(\tau)] \frac{\partial}{\partial \tau} C(t, \tau) d\tau, \quad (3.36)$$

де $C(t, \tau) = C_0(t, \tau) + E(\tau)^{-1} - E(t)^{-1}$; $C(t, \tau)$ - міра повзучості без урахування зміни початкового модуля пружної деформації; $\varepsilon_y(t, \tau)$ - деформації усадки бетону; t_0 - вік бетону у момент прикладання навантаження; $f_m[\sigma(\tau)]$ - нелінійна функція напружень для миттєвих деформацій; $f_n[\sigma(\tau)]$ - нелінійна функція напружень для деформацій повзучості.

Нелінійну функцію напружень $f[\sigma(\tau)]$ В.М. Бондаренко запропонував апроксимувати виразом

$$f[\sigma_b(t)] = \sigma_b(t) \left[1 + \eta_n \left(\frac{\sigma_b(t)}{R_b} \right)^{m_n} \right] \quad (3.37)$$

де η_n, m_n - параметри нелінійності деформацій повзучості.

У відмічених теоріях повзучості лінійна повзучість кількісно оцінюється мірою повзучості $C(t, \tau)$ і характеристикою повзучості $\varphi(t)$, нелінійний характер повзучості враховується функцією $f[\sigma(\tau)]$.

3.2. Основні положення визначення напружено деформованого стану залізобетонних конструкцій, що підсилюються

У даному досліджується підсилення залізобетонних згинальних елементів, що здійснюється як шляхом збільшення поперечного перерізу конструкції додатковим шаром бетону, так і за рахунок зміни статичної схеми. В результаті цього розрахунковий апарат повинен враховувати передісторію навантаження підсилюваних елементів, різний вік двох бетонів в перерізі, жорсткість, що змінюється, і перерозподіл внутрішніх зусиль.

Для визначення напружено-деформованого стану даної конструкції виходитимемо з наступних основних передумов і допущень:

- складання силових опорів кожного з компонентів в даному перерізі елементу;
- дані частини перерізу працюють спільно на всіх етапах експлуатації підсилюваної конструкції;
- в межах кожного елементу і в цілому перерізі стержня деформації бетону і арматури змінюються лінійно, гіпотеза плоских перерізів;
- діаграми стану бетону і арматури прийняті за виразами (3.36, 3.37);
- у якості критерію вичерпання несучої здатності залізобетонного елемента, прийняті умови по міцності. А саме, досягнення арматурою межі текучості σ_y для сталей з майданчиком текучості (або без неї - $\sigma_{0,2}$), а фібровим волокном бетону - граничної величини відносної деформації стиску в одному з елементів перерізу;

3.3. Підсилення стержневих конструкцій під навантаженням

Для визначення напружено-деформованого стану перерізів підсилюваної конструкцій і елементів підсилення використовується метод послідовних наближень.

Реконструйовані залізобетонні конструкції повинні задовольняти вимогам розрахунків на міцність, по деформаціях, за утворенням і розкриттям тріщин.

У роботі підсилюваної залізобетонної стержневої конструкції зазвичай виділяють три характерні етапи:

1. робота конструкції до підсилення на початкові навантаження;
2. поява додаткових зусиль в стержневій конструкції при її підсиленні;
3. робота стержневої конструкції після підсилення на зростаючі навантаження.

На першому етапі перевірочні розрахунки експлуатованих конструкцій необхідно проводити при зміні умов експлуатації, зміні діючих навантажень, зміні режиму навантаження. і так далі, а також при виявленні пошкоджень в конструкціях і вузлах з'єднання.

Перевірочні розрахунки експлуатованих залізобетонних конструкцій виконуються з урахуванням фактичних геометричних розмірів конструкції, армування, характеристик міцності бетону і арматури, статичної схеми конструкції, дефектів і пошкоджень конструкцій.

Конструкції, що не відповідають за результатами перевірочного розрахунку вимогам по несучої здатності, або вимогам нормальної експлуатації, підлягають підсиленню. При цьому необхідно вибрати схему підсилення, вирішити питання можливого зняття експлуатаційного навантаження на період проведення робіт по підсиленню.

Перевірочні розрахунки експлуатованих бетонних і залізобетонних конструкцій слід виконувати з урахуванням передісторії навантаження. конструкції, наявності дефектів і пошкоджень, зміни граничних умов, трансформації конструктивних систем будівель і споруд в процесі експлуатації.

При виконанні перевірочних розрахунків необхідно враховувати фактичні характеристики міцності і деформацій підсилюваного елемента, а також пошкодження бетону силового і не силового характеру.

На другому етапі розрахунку визначається характер напружено-деформованого стану конструкцій і елементів підсилення від сумісної дії корисного навантаження і зусиль, що діють на конструкцію.

На третьому етапі розрахунку визначається характер напружено-деформованого стану підсилюваної конструкції на навантаження, що зростають після підсилення.

Отриманий результат розрахунку аналізується і, якщо міцність підсилюваної конструкції або елементів підсилення недостатні або отримані недопустимі деформації, ухвалюється рішення про зміну схеми підсилення або збільшення розмірів поперечного перерізу елементів підсилення і так далі

3.4. Визначення напружень і деформацій в перерізі залізобетонних елементів, що згинаються, до підсилення

На підставі викладеного вище, необхідно виконувати розрахунок залізобетонних конструкцій, що підлягають підсиленню, на всіх етапах проектування реконструкції об'єкту: перевірочний розрахунок експлуатованої конструкцій; розрахунок підсилюваної конструкції на стадії проведення робіт по підсиленню; розрахунок підсилення конструкції.

Спочатку залізобетонні балки працюють самостійно під дією зовнішнього навантаження. З урахуванням технологічних рішень до балок можуть прикладатися різні види навантажень (рис. 3.5). При розгляді поперечного перерізу статично визначних балок розподіл напружень і деформацій показаний на рис. 3.4.

Складемо вирішуючи рівняння для визначення напружено-деформованого стану розрізної конструкції до підсилення. Як основні рівняння приймаємо наступне:

1. Рівняння для визначення моменту від дії зовнішнього навантаження в статично визначних балках;

2. Момент від дії зовнішнього навантаження врівноважується сумою моментів всіх внутрішніх зусиль в перерізі елементу відносно нейтральної осі;

3. Рівність нулю суми проєкцій внутрішніх зусиль, що виникають в перерізі елементу.

Для складання рівнянь внутрішніх зусиль визначимо величину згинаючого моменту від дії зовнішнього навантаження (рис. 2.5).

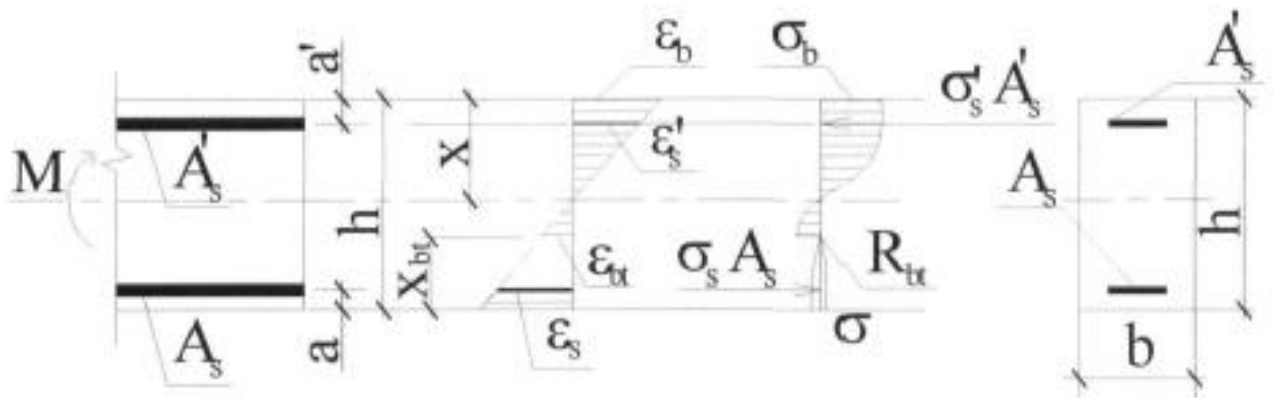


Рисунок. 3.4. Схема розподілу напружень і деформацій по висоті залізобетонної балки до підсилення з тріщинами в розтягнутій зоні

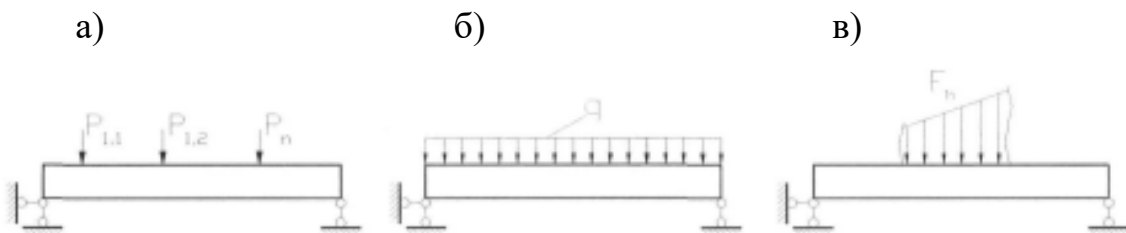


Рисунок 3.5. Розрахункові схеми розрізних балок із зовнішнім навантаженням у вигляді: а - зосередженої сили; б - рівномірно розподіленого навантаження; у - розподіленого навантаження.

Залежність між напруженнями в бетоні і діючим зусиллям M_b має вид

$$\int_0^h b(y)\sigma(y)dy = 0; \quad (3.38)$$

$$M_b = \int_0^h b(y) y_i(y) \sigma(y) dy; \quad (3.39)$$

Для того щоб проінтегрувати рівняння (3.38) і (3.39), необхідно знати закон зміни ширини перерізу $b(y)$ по висоті. Розглянемо елемент прямокутної форми перерізу (рис. 3.4), тобто однієї з найбільш поширених форм перерізу залізобетонних конструкцій.

При високих рівнях навантаження в залізобетонних конструкціях відбувається утворення тріщин в розтягнутій зоні тому при складанні рівнянь необхідно враховувати параметри тріщиноутворення. Використовуючи представлений варіант розподілу напружень і деформації (рис. 3.4), складемо вирішуючі рівняння:

- сума проекцій внутрішніх зусиль на повздовжню вісь балки:

-

$$b x \omega \sigma_b - b x_{bt} \omega_{bt} R_{bt} + \sigma'_s A'_s - \sigma_s A_s = 0, \quad (3.40)$$

- момент внутрішніх зусиль відносно нейтральної осі:

-

$$M_0 = b x \omega \sigma_b y_b - b x_{bt} \omega_{bt} R_{bt} y_{bt} + \sigma'_s A'_s y_s, \quad (3.41)$$

де y_i - відстань від місця прикладання внутрішніх зусиль в перерізі елементу до нейтральної осі.

Використання гіпотези плоских перерізів дозволяє нам визначити деформації:

$$x_{bt} = \varepsilon_{btu} x / \varepsilon_b; \quad (3.42)$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_b (h - a - x) / x; \quad (3.43)$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_b (x - a') / x; \quad (3.44)$$

Повнота епюри напружень для бетону стиснутої і розтягнутої зони визначається із залежності:

$$\omega_j = \frac{\int_0^x \sigma_{jz} dz}{\sigma_y x_j}; \quad (3.45)$$

Розв'язуючи спільно вирази (3.51), (3.52), (3.53) отримуємо систему рівнянь відносно два невідомих ε_b і x .

Рішення рівнянь проводиться ітераційним методом послідовних наближень. Закінченням розрахунку є досягнення наперед заданої точності у визначенні внутрішніх і зовнішніх зусиль в даному перерізі.

Критерієм вичерпання несучої здатності залізобетонної балки являється досягнення арматурою межі текучості σ_u для сталей з майданчиком текучості або умовної межі міцності $\sigma_{0,2}$ для високоміцних сталей і досягнення стиснутим фібровим волокном граничної величини відносної деформації ε_{bu} .

При побудові розрахункової моделі залізобетонної балки для визначення напружено-деформованого стану скористаємося діаграмним методом розрахунку.

Застосування діаграми $\sigma - \varepsilon$ з нефіксованою точкою перелому дозволяє з числа повних деформацій виділити пружні і пластичні деформації. У якості граничних напружень, вище за яких виявляються пластичні деформації бетону при короткочасному вантаженні і нелінійна повзучість, прийнята границя мікро тріщиноутворення R_{crc}^0 . При досягненні напруженнями в бетоні величини R_b дана діаграма переходить у відому трапецивидную діаграму. На підставі даної діаграми розроблена методика розрахунку

складених залізобетонних конструкцій [21]. Пластичні властивості бетонів характеризуються коефіцієнтом пластичності λ_b :

$$\lambda_b = \varepsilon_{pl} / \varepsilon_b, \quad (3.46)$$

де ε_{pl} , ε_b - відповідно пластичні і повні деформації при короткочасній дії навантаження.

Як робоча гіпотеза прийнята наявність єдиної залежності $\sigma - \varepsilon$ для стиснутої зони бетону незалежно від виду напруженого стану конструкції (згин, позацентровий стиск), а також відповідність діаграми $\sigma - \varepsilon$ бетону при неоднорідному стиску з отриманими при випробуванні центрально стиснутих бетонних призм. Справедливість такого припущення обґрунтована і експериментально підтверджена в роботі [4]. На підставі аналізу експериментальних даних [21] запропонована узагальнювальна залежність для важких бетонів:

$$\frac{\lambda_i}{\lambda_{b,u}} = 1,05 \sqrt{\frac{N_i}{N_u} - 0,4}, \quad (3.46)$$

де λ_i і $\lambda_{b,u}$ - коефіцієнти пластичності відповідно при поточному рівні навантаження. і відповідній граничній деформації при осьовому стиску.

Епюра напружень в бетоні стиснутої зони розрахункового перерізу у вигляді прямокутної трапеції з висотою ділянки постійної напружень рівної $\lambda_b x$

$$\begin{aligned} \text{при } \sigma_b \leq R_{crc}^0 & \quad \lambda_b = 0; \\ \text{при } R_{crc}^0 < \sigma_b < R_b & \quad \lambda_b = 1 - \frac{\sigma_{bt}}{E_{bt} \varepsilon_{bt}}; \\ \text{при } \sigma_b = R_b & \quad \lambda_b = \lambda_{b,u}. \end{aligned} \quad (3.48)$$

Коефіцієнт $\lambda_{b,u}$ для важких бетонів можна визначити по формулах (3.49) або по таблиці 3.1.

$$\lambda_{b,u} = 0,93 - 0,014R_b, \quad (3.49)$$

Для оцінки напружено-деформованого стану залізобетонних елементів при рівні напружень в стиснутому бетоні $\eta \sigma_{bi} < R_b$ допускається значення коефіцієнта пластичності λ_b приймати по таблиці 3.2.

Таблиця 3.1

Коефіцієнт пластичності λ_b для стиснутого важкого бетону бетонів

Клас міцності бетону	B10	B15	B20	B25	B30	B40	B50
$\lambda_{b,u}$	0,85	0,81	0,76	0,73	0,69	0,62	0,57

Слід зазначити, що ідеалізована діаграма вносить в розрахунок деякі погрішності. Так, в пружній стадії ігноруються пластичні деформації, в пружно-пластичній стадії декілька переоцінюється вплив непружних деформацій, а в пластичній стадії не враховується зниження напружень. Для виведення рівняння деформації бетону для пружно-пластичної стадії роботи при тривалій дії навантаження використані основні передумови одного з варіантів теорії повзучості – модернізованої теорії старіння.

Процес деформації бетону у будь-який момент часу описується рівнянням:

$$\varepsilon_b(t) = \frac{1}{E_b} \left[(\sigma_b - \eta R_b)(1 + \varphi_t) k_E + \eta R_b (1 + \varphi_t) k_E - \frac{\gamma}{E_b} [\sigma_b(t) - \sigma_b] \right], \quad (3.50)$$

де

$$\gamma = \frac{k_E \varphi_t}{1 - \exp\left(\frac{-k_E \varphi_t}{1 + k_E \varphi_t}\right)}, \quad (3.51)$$

$\eta = R_{crc}^0 / R_b$ - рівень напруження, вище за яке виявляються пластичні деформації бетону при короткочасному стиску і нелінійна повзучість в часі; R_{crc}^0 - нижня границя мікротріщиноутворення; φ_t - характеристика повзучості бетону; φ_0 - характеристика оборотності деформацій повзучості бетону; k_E - коефіцієнт, що характеризує збільшення деформацій внаслідок мікротріщиноутворення.

Однією з переваг залежності (3.50) є можливість легкого переходу від виразу деформацій, як функції зміни напружень в часі, до зворотного зв'язку. Саме така залежність дозволить оцінювати зусилля в перерізах залежно від зміни деформацій.

При тривалій дії постійних навантажень вважатимемо, що коефіцієнти пружності і пластичності в часі не змінюються і залежать від величини діючого напруження .

Таблиця 3.2

Значення коефіцієнтів λ_b для оцінки поточного напружено-деформованого стану залізобетонних елементів

Рівень σ_{bi} / R_b	Коефіцієнт λ_b для бетонів класів						
	B10	B15	B20	B25	B30	B40	B50
0,4	0,06	-	-	-	-	-	-
0,5	0,18	0,10	-	-	-	-	-
0,6	0,31	0,24	0,14	0,10	0,06	-	-

0,7	0,42	0,37	0,29	0,25	0,20	0,15	-
0,8	0,55	0,51	0,43	0,40	0,35	0,30	0,17
0,9	0,68	0,65	0,58	0,55	0,50	0,45	0,35

$$\frac{1}{\nu} = \frac{1}{1-\lambda} = k_E - \frac{\eta R_b}{\sigma_b} (k_E - 1), \quad (3.52)$$

де

$$k_E = \frac{1-\eta\nu}{(1-\eta)\nu}; \quad (3.53)$$

$$\nu_R = 1 - \lambda_R = \frac{R_b}{E_b \varepsilon_b}. \quad (3.54)$$

Для прийнятого розподілу напружень по висоті перерізу маємо: при $0 \leq y \leq h - \lambda x$

$$\sigma_b(y) = \sigma_b + \frac{\sigma'_b - \sigma_b}{h - \lambda x} y; \quad (3.55)$$

при $h - \lambda x < y \leq h$:

$$\sigma_b(y) = \sigma'_b. \quad (3.56)$$

Щоб проінтегрувати рівняння (3.38) і (3.39), необхідно знати закон зміни ширини перерізу $b(y)$ по висоті. Розглянемо елемент двотаврового перерізу (рис. 3.7,6), тобто одній з найбільш поширених форм перерізу залізобетонних конструкцій.

Залежно від величини діючого зусилля M_b , епюра напружень в бетонному позацентрово стиснутому елементі може відображати роботу бетону або в пружній, або в пружно-пластичній стадіях. При цьому границя

переходу від пружної до пружно-пластичної стадії може знаходитися в одній з полиць або в ребрі.

Проінтегрував рівняння (3.38) і (3.39) для випадку I, незалежно від положення границі переходу від однієї стадії до іншої, отримаємо

$$\frac{\sigma'_b}{h-\lambda x}(A_b y_b - S_{\lambda x}) + \frac{\sigma_b}{h-\lambda x} [A_b (y'_b - \lambda x) - S_{\lambda x}] = 0; \quad (3.57)$$

$$M_b = \frac{\sigma'_b - \sigma_b}{h-\lambda x} (I_b - I_\lambda), \quad (3.58)$$

де A_b — площа перерізу елемента; I_b — момент інерції бетонного перерізу відносно його центру ваги

$$I_\lambda = I_{\lambda x} + S_{\lambda x} (y'_b - \lambda x). \quad (3.59)$$

де $I_{\lambda x}$ і $S_{\lambda x}$ - відповідно момент інерції і статичний момент площі ділянки, на якій виявляються пластичні деформації, відносно осі, що проходить через точку перелому епюри.

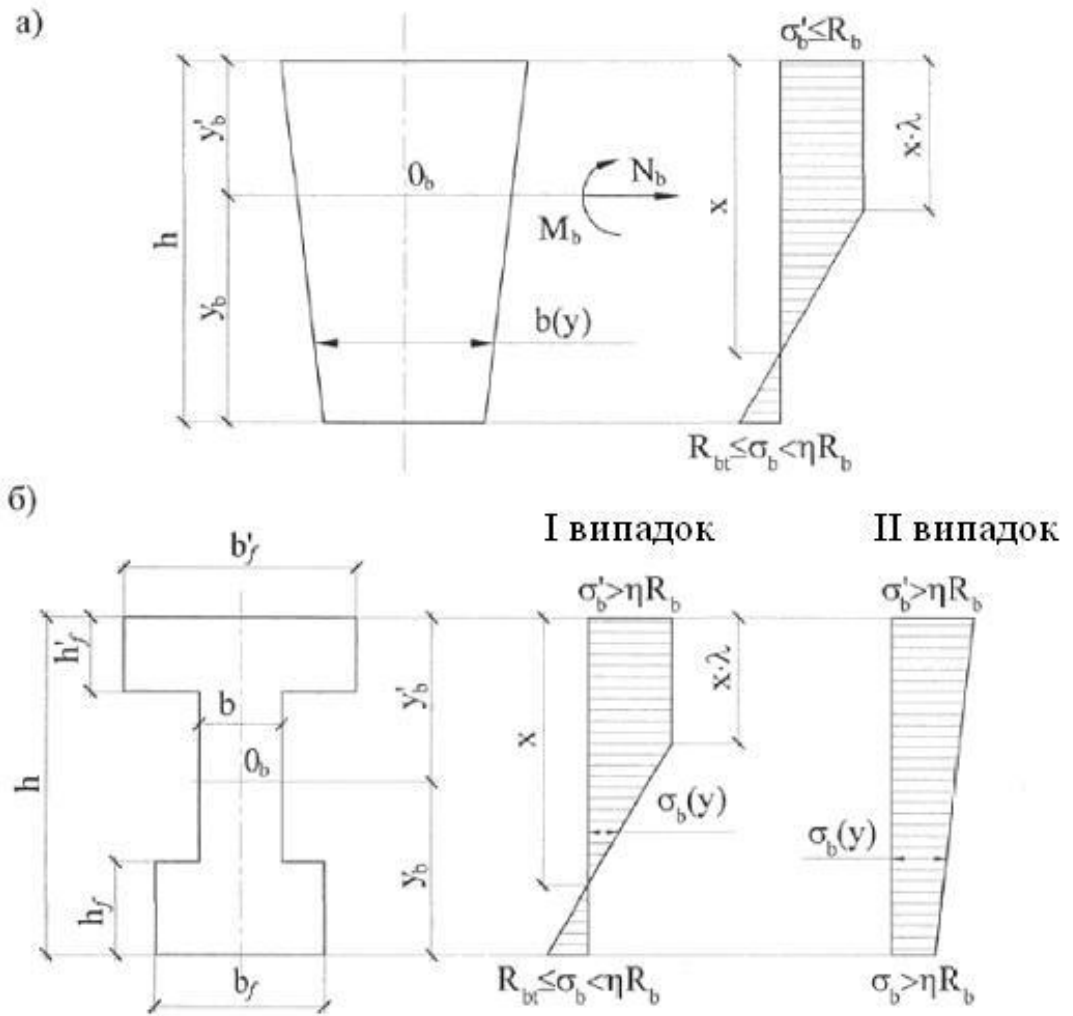


Рисунок 3.7. Напружений стан бетонного елемента
З сумісного розв'язання (3.57) і (3.58) отримаємо:

$$\sigma'_b = \frac{M_b}{I_b - I_\lambda} (y'_b - y'_\lambda); \quad (3.60)$$

$$\sigma_b = \frac{M_b}{I_b} y_b. \quad (3.61)$$

де

$$y_\lambda = \frac{S_{\lambda x}}{A_b}; \quad (3.62)$$

$$y'_\lambda = \lambda x - \frac{S_{\lambda x}}{A_b}. \quad (3.63)$$

Висота стиснутої зони визначається з умови лінійного розподілу деформацій по висоті елемента

$$x = \frac{\sigma'_b}{\sigma'_b - \sigma_b(1-\lambda)} h. \quad (3.64)$$

Відносні повздовжні деформації фібрових волокон перерізу:

$$\varepsilon'_b = \frac{\sigma_b}{E_b(1-\lambda)} = \frac{M_b}{E_b(I_b - I_\lambda)(1-\lambda)} (y'_b - y'_\lambda); \quad (3.65)$$

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b} = \frac{M_b}{E_b I_b} y_b; \quad (3.66)$$

Відносна повздовжня деформація бетону на рівні центру ваги елемента

$$\varepsilon_{ue} = \frac{M_b}{E_b(I_b - I_\lambda)} y_\lambda; \quad (3.67)$$

Початкова кривизна елемента:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_b}{E_b(I_b - I_\lambda)} \gamma \quad (3.68)$$

При тривалій дії навантаження вирази (3.56) і (3.57) з урахуванням (3.46) приймуть вид:

$$\varepsilon_{ue}(t) = \frac{M_b}{E_b(I_b - I_\lambda)} [(1 + \varphi_t) k_E - \gamma] y_\lambda + \frac{M_b(t)}{E_b(I_b - I_\lambda)} \gamma y_\lambda. \quad (3.69)$$

$$\frac{1}{\rho(t)} = \frac{M_b}{E_b(I_b - I_\lambda)} [(1 + \varphi_t)k_E - \gamma] + \frac{M_b(t)}{E_b(I_b - I_\lambda)} \gamma. \quad (3.70)$$

Для опису напружено-деформованого стану елемента необхідно знати на кожному етапі навантаження висоту стиснутої зони x і величину коефіцієнта пластичності бетону λ . Ці величини можна визначити із сумісного розв'язання вирішення рівнянь (3.46) (3.48) (3.60) (3.64). У загальному виді можна записати:

$$\lambda = f(\sigma'_b; \eta R_b; k_E). \quad (3.71)$$

$$x = f(\sigma'_b; \eta R_b; k_E; \lambda). \quad (3.72)$$

Однак, отримані при цьому вирази навіть для елемента прямокутного перерізу громіздкі і застосування їх при розрахунку вельми складно. Тому для практичних цілей значення λ і x доцільно визначати методом послідовних наближень. На першому етапі визначається фіброві напруження в бетоні σ'_b і σ_b по (3.60) і (3.61) за умови, що бетон працює пружно $\lambda = 0$. Потім визначаються λ і x по (3.48) і (3.64), після чого уточнюються значення σ'_b і σ_b . Число циклів ітерації залежить від заданої точності розрахунку. У більшості випадків достатньо виконати 3-4 ітерації.

У раз пружної роботи бетону по всій висоті перерізу і лінійної повзучості необхідно прийняти $k_E = 1$. Напруження при цьому в фібрових волокнах елемента визначається по формулі (3.69).

РОЗДІЛ 4 АНАЛІЗ НАПРУЖЕНЬ І ДЕФОРМАЦІЙ В ПЕРЕРІЗІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЗГІНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ПІСЛЯ ПІДСИЛЕННЯ

4.1. Визначення зусиль в згинальних залізобетонних конструкціях на окремих стадіях підсилення

Підсилення залізобетонних балок здійснюється без розвантаження конструкції, зміною статичної схеми і збільшенням перерізу елементів. У пункті 3.4 розглядався напружений стан статично визначних конструкцій. На етапі підсилення окремі елементи об'єднуються в єдину конструкцію шляхом установки додаткової арматури, що розміщується над опорними ділянками, і додатково укладеним шаром бетону. Змінена розрахункова схема наведена на рис. 4.1

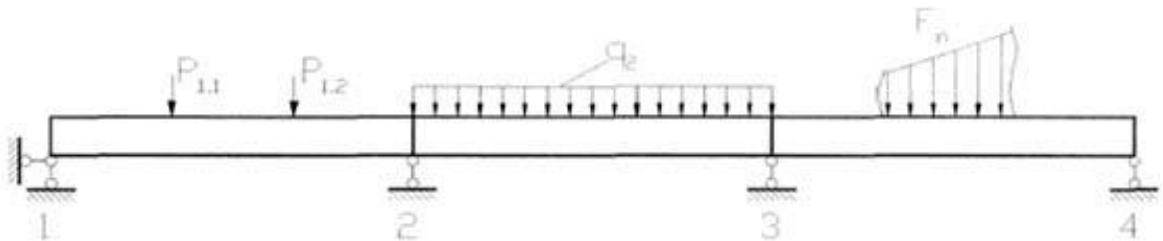


Рисунок 4.1. Розрахункова схема після підсилення конструкції

В результаті даного підсилення до прикладання додаткового навантаження в системі спостерігається перерозподіл внутрішніх зусиль з пролітних ділянок окремих балок на опорні ділянки.

У перерізі підсилюваної балки працює бетон з різними фізико-механічними характеристиками. На границі двох бетонів спостерігається стрибок напружень і деформацій, що є наслідком завантаження не підсилюваної частини конструкції. Величина цього стрибка визначатиметься напружено-деформованим станом непідсиленого елемента.

Відповідно до прийнятих гіпотез обидва бетони в перерізі елемента працюють спільно аж до руйнування, і дотримується гіпотеза плоских

перерізів для приросту деформацій. Отже, приріст деформацій в їх перерізі підкоряється лінійному закону.

Для оцінки зміни напружено-деформованого стану отриманої системи канонічна форма методу сил приводить до розв'язання рівнянь

$$\sum_{k=1}^n \sum_{j=1}^m \left[X_k \delta_{ikj}(t) + \int_0^t \frac{dX_k(\tau)}{d\tau} \delta_{ikj}(t, \tau) d\tau \right] + \sum_{j=1}^m \Delta_{ipj}(t) = 0; \quad (i = 1, 2 \dots n) \quad (4.1)$$

$$\sum_{k=1}^n \sum_{j=1}^m \int_0^t \frac{dX_k(\tau)}{d\tau} \delta_{ikj}(t, \tau) d\tau + \sum_{j=1}^m \Delta_{ipj}(t) = 0. \quad (4.2)$$

В дослідженнях А.Б. Голишева [13] показано, що вирази (4.1) і (4.2) можна привести до виду

$$\sum_{k=1}^n \sum_{j=1}^m \left[X_k \delta_{ikj}(t) + X_{\partial k} \delta_{ikj}(t, \tau) \right] + \sum_{j=1}^m \Delta_{ipj}(t) = 0; \quad (4.3)$$

$$\sum_{k=1}^n \sum_{j=1}^m X_{\partial k} \delta_{ikj}(t, \tau) + \sum_{j=1}^m \Delta_{ipj}(t) = 0; \quad (4.4)$$

де $\delta_{ikj}(t_0, t)$ - середні значення $\delta_{ikj}(t)$ в інтервалі часу $0-t$.

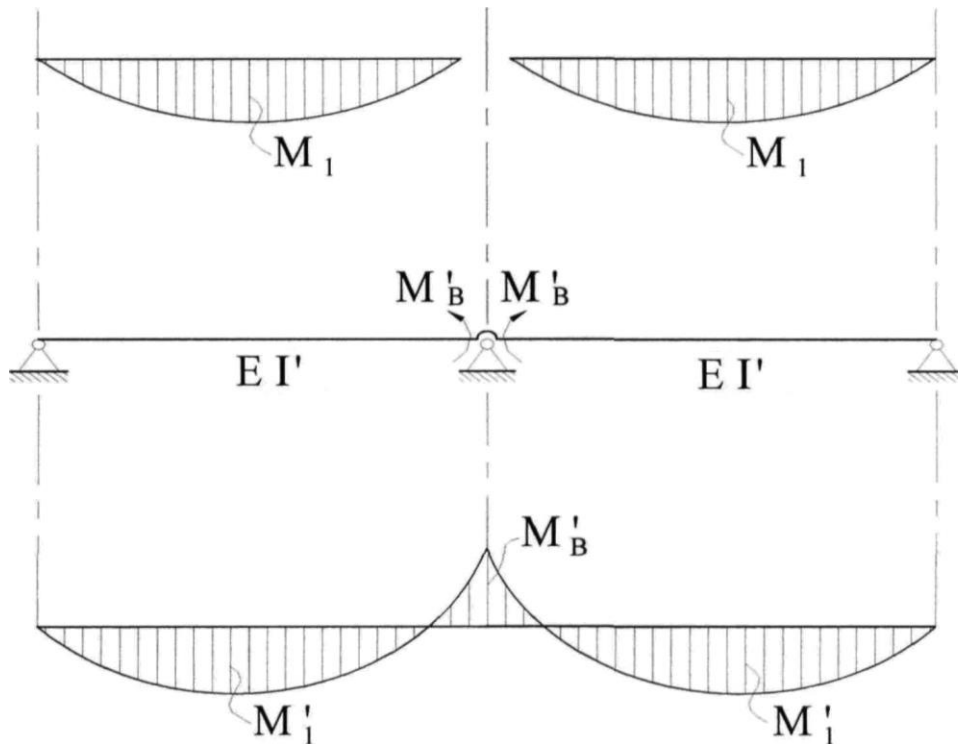


Рисунок 4.2. Зміна статичної схеми конструкції при підсиленні

Вирішення рівнянь (4.3) і (4.4), записані для n -ої опори, можна представити у вигляді:

- при замиканні системи до навантаження.

$$\begin{aligned}
 & M_{n-1}(t) \frac{L_n \gamma_n^M}{E_{b(n)} I_n} + 2M_n(t) \left[\frac{L_n \gamma_n^M}{E_{b(n)} I_n} + \frac{L_{n+1} \gamma_{n+1}^M}{E_{b(n)} I_{n+1}} \right] + M_{n+1}(t) \frac{L_n \gamma_{n+1}^M}{E_{b(n)} I_{n+1}} + \\
 & + M_{n-1}(t) \frac{L_n (1 + \varphi_n^M - \gamma_n^M)}{E_{b(n)} I_n} + \\
 & + 2M_n(t) \left[\frac{L_n (1 + \varphi_n^M - \gamma_n^M)}{E_{b(n)} I_n} + \frac{L_n (1 + \varphi_{n+1}^M - \gamma_{n+1}^M)}{E_{b(n)} I_n} \right] + \\
 & + M_{n+1}(t) \frac{L_n (1 + \varphi_{n+1}^M - \gamma_{n+1}^M)}{E_{b(n)} I_n} = -6 \left[\Delta_{(n)p}(t) + \hat{\Delta}_{(n)c}(t) + \Delta_{(n)y}(t) \right]
 \end{aligned}
 \tag{4.5}$$

- при замиканні системи після навантаження.

$$M_{Д(n-1)}(t) \frac{L_n \gamma_n^M}{E_{b(n)} I_n} + 2M_{Д(n)}(t) \left[\frac{L_n \gamma_n^M}{E_{b(n)} I_n} + \frac{L_{n+1} \gamma_{n+1}^M}{E_{b(n)} I_{n+1}} \right] +$$

$$+ M_{Д(n+1)}(t) \frac{L_n \gamma_{n+1}^M}{E_{b(n)} I_{n+1}} = -6 \left[\Delta_{(n)p}(t) + \hat{\Delta}_{(n)c}(t) + \Delta_{(n)y}(t) \right] \quad ; \quad (4.6)$$

Рішення системи вихідних рівнянь дозволяє визначати при дії навантаження будь-якого рівня і для внутрішніх зусиль, напружень, кривизн, прогинів. Алгоритм рішення задачі реалізується ітераційним способом.

Після замикання системи і зміні статичної схеми необхідно розглядати дві ділянки роботи нової конструкції при перерозподілі зусиль і збільшенні зовнішнього навантаження.

Для першої ділянки характерне значне збільшення внутрішньої напружень в прольоті, де можливо бетоном або арматурою будуть досягнуті граничні значення деформацій. У другому випадку необхідно розглядувати ділянку над опорою, де унаслідок перерозподілу зусиль і сприйняття додаткових прикладених навантажень можуть досягти граничних деформацій бетон або арматура підсилення.

4.2. Залізобетонні згинальні елементи прямокутного перерізу

Схема розподілу напружень деформацій представлена на рис. 4.3. Після інтегрування виразу (3.38) отримаємо суму внутрішніх зусиль на повздовжню вісь балки для варіанту (рис. 4.3, а)

$$b h_{ad} \omega_{ad} \sigma_{b,ad} + b x \omega \sigma_b - b x \omega_{bt} R_{bt} +$$

$$+ \sigma_{s,ad} A'_{s,ad} + \sigma'_s A'_s - \sigma_{st} A_s = 0 \quad . \quad (4.7)$$

Інтеграцією рівняння (3.39) визначимо момент внутрішніх зусиль відносно нейтральної осі:

$$M = b h_{ad} \omega_{ad} \sigma_{b,ad} y_{ad} + b x \omega \sigma_b y_b - b x \omega_{bt} R_{bt} y_{bt} + \sigma'_s A'_s y'_s - \sigma_{st} A_{s,s} = 0 \quad (4.8)$$

Для другого варіанту (4.3, б)

$$b x_{ad} \omega_{ad} \sigma''_{b,ad} - b x_{bt} \omega_{bt} R_{bt,ad} + \sigma''_{s,ad} A'_{s,ad} = 0. \quad (4.9)$$

$$M = b x_{ad} \omega_{ad} \sigma''_{b,ad} y''_{ad} - b x \omega_{bt} R_{bt} y''_{bt} + \sigma''_{s,ad} A''_s y''_s. \quad (4.10)$$

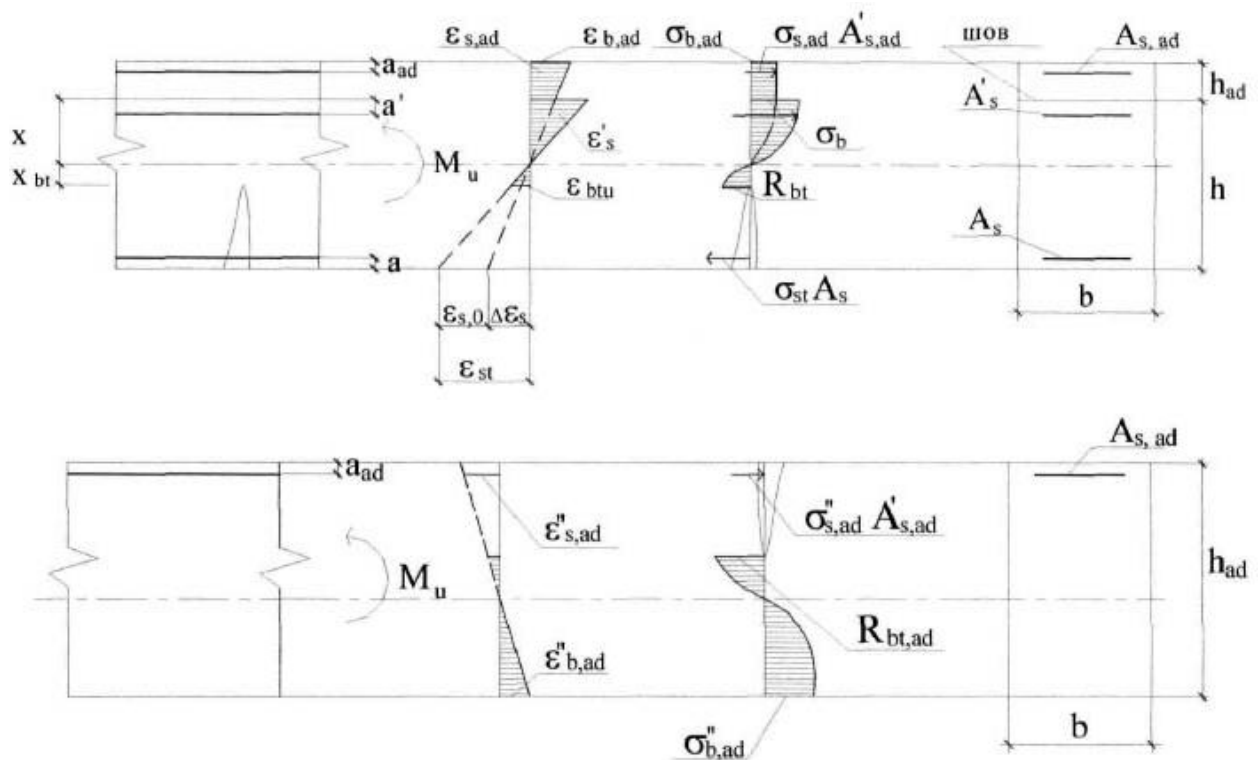


Рисунок 4.3 Схема розподілу деформацій і напружень в підсиленій конструкції: а - в прольоті; б - на опорі.

Після підсилення і прикладання додаткового зовнішнього навантаження внутрішні деформації підсилюваної залізобетонної балки в центрі прольоту:

$$\varepsilon_b = \varepsilon_{b,0} + \Delta\varepsilon_b; \quad \varepsilon'_s = \varepsilon'_{s,0} + \Delta\varepsilon_s; \quad \varepsilon_s = \varepsilon_{s,0} + \Delta\varepsilon_s, \quad (4.11)$$

де $\varepsilon_{i,0}$ - деформації підсилюваної балки до підсилення; $\Delta\varepsilon_i$ - приріст деформацій, використовуючи теорію плоских перерізів.

$$\begin{aligned} \varepsilon_{bt} &= \frac{\varepsilon_b}{x} x_{bt}; \quad \varepsilon_s = \varepsilon_b \frac{h-a}{x} - \varepsilon_b; \quad \varepsilon'_s = \varepsilon_b - \varepsilon_b \frac{a}{x}; \\ \varepsilon_{s,ad} &= \varepsilon_{b,ad} \frac{x+h_{ad}-a_{ad}}{x+h_{ad}} - \varepsilon_b; \quad \varepsilon_{b,ad} = (\varepsilon_s - \varepsilon_{s,0}) \frac{x+h_{ad}}{h-x-a'} \dots \end{aligned} \quad (4.12)$$

4.3. Залізобетонні згинальні елементи таврового перерізу

Розглянемо напружено-деформований стан підсиленого згинального елемента з розвантаженим підсилюваним елементом для таврових перерізів (рис. 4.4). Вважатимемо, що бетон підсилюваної конструкції і бетон підсилення працюють як в пружній, так і в пружно-пластичній стадіях. Зусилля, що виникають в підсилюваному елементі M_e , в бетоні підсилення $M_{ум}$ і в арматурі - M_s у момент прикладання навантаження визначимо з таких умов.

Сума проекцій сил на вісь конструкції:

$$N_e + N_{ум} + N_s = 0. \quad (4.13)$$

Сума моментів відносно центру ваги арматури:

$$M_e + N_e e_e + M_{ум} + N_{ум} e_{ум} + M_s = 0. \quad (4.14)$$

Рівність кривизн бетонів і арматури з урахуванням (3.68):

$$\frac{M_s}{E_s I_s} = \frac{M_{ум}}{E_{ум} (I_{ум} - I_{\lambda, ум})}. \quad (4.15)$$

$$\frac{M_s}{E_s I_s} = \frac{M_e}{E_e (I_e - I_{\lambda, e})}. \quad (4.16)$$

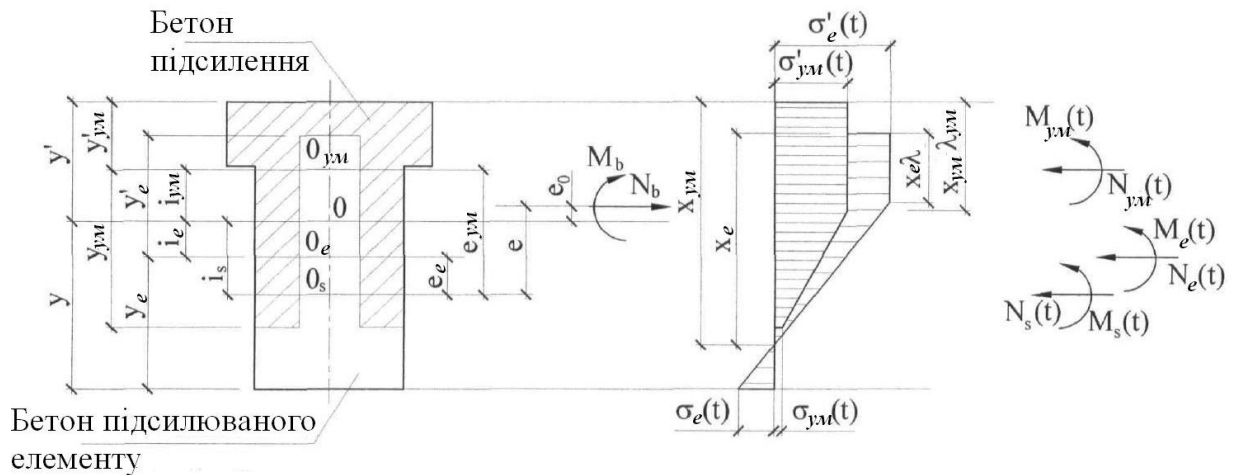


Рисунок 4.4. Напружено-деформований стан підсиленого елемента: $0_{ум}$, 0_y - центр ваги перерізу відповідно бетону підсилення і підсилюваного елемента; 0_s - центр ваги приведенного перерізу арматури; 0 - центр ваги приведенного перерізу підсиленого елемента.

Рівність подовжніх деформацій бетону і арматури з урахуванням (3.67):

$$\frac{N_s}{E_s A_s} + \frac{M_s e_{ум}}{E_s I_s} = \frac{N_{ум}}{E_{ум} A_{ум}} + \frac{M_{ум} e_{\lambda, ум}}{E_{ум} (I_{ум} - I_{\lambda, ум})}. \quad (4.17)$$

$$\frac{N_s}{E_s A_s} + \frac{M_s e_e}{E_s I_s} = \frac{N_e}{E_e A_e} + \frac{M_e e_{\lambda, e}}{E_e (I_e - I_{\lambda, e})}. \quad (4.18)$$

Із системи рівнянь (4.13) - (4.18) визначаються значення внутрішніх зусиль:

$$N_s = -A_s \frac{M}{I_{red} - I_\lambda} (i_s - y_\lambda). \quad (4.19)$$

$$M_s = \frac{M}{I_{red} - I_\lambda} I_s. \quad (4.20)$$

$$N_{ym} = -a_{ym} A_{ym} \frac{M}{I_{red} - I_\lambda} (i_s - y_\lambda - e_{ym} + y_{\lambda,ym}). \quad (4.21)$$

$$M_{ym} = a_{ym} \frac{M}{I_{red} - I_\lambda} (I_{ym} - I_{\lambda,ym}). \quad (4.22)$$

$$N_e = -a_e A_e \frac{M}{I_{red} - I_\lambda} (i_s - y_\lambda - e_e + y_{\lambda,e}). \quad (4.23)$$

$$M_e = a_e \frac{M}{I_{red} - I_\lambda} (I_e - I_{\lambda,e}). \quad (4.24)$$

У формулах (4.19 – 4.24) прийняті наступні позначення

$$a_{ym} = \frac{E_{ym}}{E_s}; \quad a_e = \frac{E_e}{E_s};$$

$$A_{red} = A_s + a_e A_e + a_{ym} A_{ym};$$

$$I_{red} = I_s + a_e I_e + a_{ym} I_{ym} + a_e A_e i_e^2 + a_{ym} A_{ym} i_{ym}^2;$$

$$A_{red,\lambda} = a_e A_{e,\lambda} + a_{ym} A_{ym,\lambda};$$

$$I_\lambda = a_e I_{e,\lambda} + a_e A_e y_{e,\lambda} i_{e,\lambda} + a_{ym} I_{ym,\lambda} + a_{ym} A_{ym} y_{ym,\lambda} i_{ym,\lambda},$$

де I_e і I_{ym} - власні моменти інерції перерізу підсилюваної конструкції і

бетону підсилення. Величини $I_{e,\lambda}$ і $I_{ym,\lambda}$ визначаються по формулі (3.59),

$y_{e,\lambda}$ і $y_{ym,\lambda}$ - по (3.62).

Якщо центр ваги якого-небудь з бетонів знаходиться на більшому видаленні від найбільш стиснутої грані перерізу елемента, чим центр тяжіння приведенного перерізу арматури, то відповідного значення набуває із знаком «-».

Початкова кривизна даної конструкції:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_s}{E_s I_s} = \frac{M}{E_s (I_{red} - I_\lambda)}. \quad (4.25)$$

Подовжні деформації на рівні центру тяжіння приведенного перерізу підсиленого елемента:

$$\varepsilon_{цв} = \frac{M}{E_s (I_{red} - I_\lambda)} y_\lambda. \quad (4.26)$$

В разі тривалої дії навантаження вирази (4.13) - (4.18) приймуть вид

$$N_e(t) + N_{ym}(t) + N_s(t) = 0. \quad (4.27)$$

$$M_e(t) + N_e(t)e_e + M_{ym}(t) + N_{ym}(t)e_{ym} + M_s(t) = M. \quad (4.28)$$

$$\frac{M_s(t)}{E_s I_s} = \frac{M_{ym} \left[(1 + \varphi_{t,ym}) k_{E,ym} - \gamma_{ym} \right]}{E_{ym} (I_{ym} - I_{\lambda,ym})} + \frac{M_{ym}(t)}{E_{ym} (I_{ym} - I_{\lambda,ym})} \gamma_{ym}. \quad (4.29)$$

$$\frac{M_s(t)}{E_s I_s} = \frac{M_e \left[(1 + \varphi_{t,e}) k_{E,e} - \gamma_e \right]}{E_e (I_e - I_{\lambda,e})} + \frac{M_e(t)}{E_e (I_e - I_{\lambda,e})} \gamma_e. \quad (4.30)$$

Рівність подовжніх деформацій бетону і арматури з урахуванням (3.67)

$$\begin{aligned} \frac{N_s(t)}{E_s A_s} - \frac{M_s(t) e_{ym}}{E_s I_s} = & \left[\frac{N_{ym}}{E_{ym} A_{ym}} + \frac{M_{ym} e_{ym}}{E_{ym} (I_{ym} - I_{\lambda,ym})} \right] \left[(1 + \varphi_{t,ym}) k_{E,ym} - \gamma_{ym} \right] + \\ & + \frac{\eta R_{b,ym}}{\gamma_{ym}} (1 + \varphi_{t,ym}) (k_{E,ym} - 1) + \frac{N_{ym}(t)}{E_{ym} A_{ym}} \gamma_{ym} + \frac{M_{ym}(t)}{E_{ym} (I_{ym} - I_{\lambda,ym})} y_{ym} + \varepsilon_{ym} \end{aligned} \quad (4.31)$$

$$\begin{aligned} \frac{N_s(t)}{E_s A_s} - \frac{M_s(t) e_e}{E_s I_s} = & \left[\frac{N_e}{E_e A_e} + \frac{M_e e_e}{E_e (I_e - I_{\lambda,e})} \right] \left[(1 + \varphi_{t,e}) k_{Ee} - \gamma_e \right] + \\ & + \frac{\eta R_{b,e}}{\gamma_e} (1 + \varphi_{t,e}) (k_{E,e} - 1) + \frac{N_e(t)}{E_e A_e} \gamma_e + \frac{M_e(t)}{E_e (I_e - I_{\lambda,e})} y_e + \varepsilon_e \end{aligned} \quad (4.32)$$

При складанні вихідних рівнянь (4.27) - (4.32) враховані деформації усадки бетону конструкції і бетону підсилення ε_e і e_{ym} . Розв'язуючи систему рівнянь (4.27) - (4.32) визначаємо поточні значення зусиль в бетоні підсилення $N_{ym}(t)$, $M_{ym}(t)$ у конструкції $N_e(t)$, $M_e(t)$ у арматурі $N_s(t)$, $M_s(t)$

$$N_s(t) = A_s \frac{N'_{ym} + N'_e}{A_{red}} - A_s \frac{M - M'}{I'_{red} - I'_{\lambda}} (i_s - y_{\lambda}); \quad (4.33)$$

$$M_s(t) = \frac{M - M'}{I'_{red} - I'_{\lambda}} I_s; \quad (4.34)$$

$$N_{ym} = a'_{ym} A_{ym} \frac{N'_e + N'_{ym}}{A_{red}} - a'_{ym} A_{ym} \frac{M - M'}{I'_{red} - I'_{\lambda}} (i_s - y_{\lambda} - e_{ym} + y_{\lambda,ym}) - N'_{ym}. \quad (4.35)$$

$$M_{ym}(t) = a'_{ym} \frac{M - M'_{ym}}{I'_{red} - I'_{\lambda}} (I_{ym} - I_{\lambda,ym}) - M'_{ym}. \quad (4.36)$$

$$N_e = a'_e A_e \frac{N'_e + N'_{ym}}{A_{red}} - a'_e A_e \frac{M - M'}{I'_{red} - I'_\lambda} (i_s - y_\lambda - e_{ym} + y_{\lambda,ym}) - N'. \quad (4.37)$$

$$M_e(t) = a'_e \frac{M - M'}{I'_{red} - I'_\lambda} (I_e - I_{\lambda,e}) - M'. \quad (4.38)$$

У формулах (4.27)-(4.33) використовуються позначення

$$a'_{ym} = \frac{E_{ym}}{\gamma_{ym} E_s}; \quad a'_e = \frac{E_e}{\gamma_e E_s};$$

$$A_{red} = A_s + a'_e A_e + a'_{ym} A_{ym};$$

$$A_{red} y_\lambda = a'_e A_e y_{\lambda,e} + a'_{ym} A_{ym} y_{\lambda,ym};$$

$$I'_{red} = I_s + a'_e I_e + a'_{ym} I_{ym} + a'_e A_e i_e^2 + a'_{ym} A_{ym} i_{ym}^2;$$

$$I'_\lambda = a'_e I_{\lambda,e} + a'_{ym} I_{\lambda,ym} + a'_e A_e y_{\lambda,e} i_e + a'_{ym} A_{ym} y_{\lambda,ym} i_{ym};$$

$$N'_e = N_e \frac{(1 + \varphi_{i,e}) k_{E,e} - \gamma_e}{\gamma_e} + \frac{\varepsilon_e E_e A_e}{\gamma_e} - \frac{\eta R_{be}}{\gamma_e} (1 + \varphi_{i,e}) (k_{E,e} - 1) A_e;$$

$$N'_{ym} = N_{ym} \frac{(1 + \varphi_{i,ym}) k_{E,ym} - \gamma_{ym}}{\gamma_{ym}} + \frac{\varepsilon_{ym} E_{ym} A_{ym}}{\gamma_{ym}} -$$

$$- \frac{\eta R_{b,ym}}{\gamma_{ym}} (1 + \varphi_{i,ym}) (k_{E,ym} - 1) A_{ym};$$

$$M'_e = M_e \frac{(1 + \varphi_{i,e}) k_{E,e} - \gamma_e}{\gamma_e}; \quad M'_{ym} = M_{ym} \frac{(1 + \varphi_{i,ym}) k_{E,ym} - \gamma_{ym}}{\gamma_{ym}};$$

$$M' = M'_e + M'_{ym} + N'_e (e_e - i_s) + N'_{ym} (e_{ym} - i_s).$$

Кривизна підсилюваної конструкції у будь-який момент часу визначається з урахуванням (3.71):

$$\frac{1}{\rho(t)} = \frac{M - M'}{E_s (I'_{red} - I'_\lambda)}. \quad (4.39)$$

Для залізобетонних елементів, що згинаються, деформації яких малі в порівнянні з їх загальними геометричними розмірами:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\partial^2 Y}{\partial x^2}. \quad (4.39)$$

Визначаємо поточне значення прогину елемента:

$$\text{для } t = 0 \quad f = \frac{M l_0^2}{\pi^2 E_s (I_{red} - I_\lambda)}; \quad (4.40)$$

$$\text{для } t > 0 \quad f = \frac{(M - M') l_0^2}{\pi^2 E_s (I'_{red} - I'_\lambda)}. \quad (4.41)$$

Кривизна підсиленого елемента внаслідок різниці деформацій усадки бетону конструкції і бетону підсилення з урахуванням (4.39):

$$\frac{1}{\rho} = \frac{a_e \varepsilon_e A_e i_e + a_{ум} \varepsilon_{ум} A_{ум} i_{ум}}{I_{red}}. \quad (4.42)$$

Відносні повздовжні деформації елемента на рівні центру ваги перерізу від усадки бетонів:

$$\varepsilon = \frac{a_e \varepsilon_e A_e + a_{ум} \varepsilon_{ум} A_{ум}}{A_{red}}. \quad (4.43)$$

Виконаємо розрахунок конструкції з навантаженим підсилюваним елементом. Можливі два варіанти розподілу деформацій і напруження, коли один бетон в межах висоти перерізу підсилюваної конструкції працює в пружній, так і в пружно-пластичній стадіях (I випадок), а інший - в пружно-пластичній (II випадок). Припустимо, що під дією зовнішнього навантаження M бетон підсилюваної конструкції працює по першому випадку, а бетон підсилення - по другому. Тоді у момент прикладання навантаження напружено-деформований стан конструкції можна описати системою рівнянь:

$$\begin{aligned}
 N_e + N_{ym} + N_s &= 0; \\
 M_e + N_e e_e + M_{ym} + N_{ym} e_{ym} + M_s &= M; \\
 \frac{M_s}{E_s I_s} &= \frac{k_{E,ym} M_{ym}}{E_{ym} I_{ym}}; \quad \frac{M_s}{E_s I_s} = \frac{M_e}{E_e (I_e - I_{\lambda,e})}; \\
 \frac{N_s}{E_s A_s} + \frac{M_s e_{ym}}{E_s I_s} &= \frac{k_{E,ym} N_{ym}}{E_{ym} A_{ym}} - \frac{\eta R_{b,ym}}{E_{ym}} (k_{E,ym} - 1); \\
 \frac{N_s}{E_s A_s} + \frac{M_s e_e}{E_s I_s} &= \frac{N_e}{E_e A_e} + \frac{M_e}{E_e (I_e - I_{\lambda,e})} y_{\lambda,e}.
 \end{aligned} \tag{4.44}$$

Розв'язуючи дану систему рівнянь набудемо значень внутрішніх зусиль у бетонах і арматурі:

$$N_s = N' \frac{A_s}{A_{red}} - A_s \frac{M - N' i_s}{I'_{red} - I'_\lambda} (i_s - y_\lambda); \tag{4.45}$$

$$M_s = \frac{M - N' i_s}{I'_{red} - I'_\lambda} I_s; \tag{4.46}$$

$$N_{ym} = N' \frac{a_{ym} A_{ym}}{A_{red}} - a_{ym} A_{ym} \frac{M - N' i_s}{I'_{red} - I'_\lambda} (i_s - y_\lambda - e_{ym}) - N'. \tag{4.47}$$

Ошибка! Объект не может быть создан из кодов полей редактирования.. (4.48)

$$N_e = N' \frac{a_e A_e}{A_{red}} - a_e A_e \frac{M - N' i_s}{I_{red} - I_\lambda} (i_s - y_\lambda - e_e + y_{\lambda,e}). \quad (4.49)$$

$$M_e = a_e \frac{M - N' i_s}{I_{red} - I_\lambda} (I_e - I_{\lambda,e}). \quad (4.50)$$

У формулах (4.45-4.50) використані наступні позначення

$$a_{ym} = \frac{E_{ym}}{E_s}; \quad a_e = \frac{E_e}{E_s};$$

$$A_{red} = A_s + a_e A_e + a_{ym} A_{ym};$$

$$A_{red} y_\lambda = a_e A_e y_\lambda;$$

$$I_{red} = I_s + a_e I_e + a_{ym} I_{ym} + a_e A_e i_e^2 + a_{ym} A_{ym} i_{ym}^2;$$

$$I_\lambda = a_e I_{\lambda,e} + A_{red} y_\lambda i_e;$$

$$N' = \frac{(k_{E,ym} - 1)}{k_{E,ym}} \eta R_{b,ym} A_{ym}.$$

Кривизна і прогин елемента рівні:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M - N' i_s}{E_s (I_{red} - I_\lambda)}; \quad (4.51)$$

$$f = \frac{(M - N' i_s) l_0^2}{\pi^2 E_s (I_{red} - I_\lambda)}. \quad (4.52)$$

У підсилюваному елементі до набуття бетоном підсилення заданої міцності наявні напруження, що викликані дією експлуатаційних навантажень. Якщо підсилення конструкції виконуємо під навантаженням, то прийняті передумови дозволяють описати його напружено-деформований

стан з урахуванням прояву непружних деформацій бетону до моменту підсилення.

Якщо після прикладання проектного навантаження обидва бетони працюють в пружно-пластичній стадії, то:

$$\sigma_e + \sigma_{e0} > \eta R_{b,e}; \quad \sigma_{ум} > \eta R_{b,ум};;$$

Розв'язуючи систему вихідних рівнянь рівноваги, рівність лінійних і кутових деформацій, знаходимо

$$N'_e = \frac{1}{k_{E,e}} A_e \left[\sigma_{e0} \left(k_{E,e} - \frac{1}{1-\lambda_0} \right) + \eta R_{be} (k_{E,e} - 1) \right]. \quad (4.53)$$

При тривалій дії постійного навантаження:

$$N'_e = \frac{N_e}{\gamma_e} \left[k_{E,e} (1 + \varphi_{t,e}) - \gamma_e \right] - \frac{\eta R_{be}}{\gamma_e} (k_{E,e} - 1) (1 + \varphi_{t,e}) + \frac{\sigma_{e0}}{\gamma_e} \left[k_{E,e} (1 + \varphi_{t,e}) - \frac{1}{1-\lambda_0} \right] A_{b,e} + \frac{\varepsilon_e}{\gamma_e} A_b E_b. \quad (4.54)$$

Розглянемо випадок, коли бетон по всій висоті перерізу працює як в пружній, так і в пружно-пластичній стадіях. До дії заданого зовнішнього навантаження в бетоні зусиллям M_{b0} створені напруження σ'_{e0} і σ_{e0} та відповідні деформації. В цьому випадку вирази (3.60), (3.61) і (3.66) приймуть вид:

$$\sigma'_{b0} = \frac{M_{b0}}{I_b - I_{\lambda_0}} (y'_b - y'_{\lambda_0}); \quad (4.55)$$

$$\sigma_{b0} = \frac{M_{b0}}{I_b} y_b; \quad (4.56)$$

$$\varepsilon'_{b0} = \frac{M_{b0}}{E(I_b - I_{\lambda 0})} y_{b0}. \quad (4.57)$$

$$\frac{1}{\rho_{b0}} = \frac{M_{b0}}{E(I_b - I_{\lambda 0})}. \quad (4.58)$$

При дії на поперечно напружений елемент зовнішнього навантаження нім виникають внутрішні зусилля:

$$\frac{\sigma'_b + \sigma'_{b0}}{h - x\lambda} (A_b y_b - S_\lambda) + \frac{\sigma_b + \sigma_{b0}}{h - x\lambda} [A_b (y'_b - x\lambda) - S_\lambda] = 0; \quad (4.59)$$

$$M_{b0} = \frac{(\sigma'_b + \sigma'_{b0}) - (\sigma_b - \sigma_{b0})}{h - x\lambda} (I_b - I_{\lambda 0}). \quad (4.60)$$

де λ визначається по (3.48); $\sigma_b; \sigma_{b0}$ -напруження, що виникає в крайніх волокнах перерізу елемента від дії тільки зовнішнього навантаження.

Кінцеві значення подовжньої деформації на рівні центру тяжіння перерізу елемента:

$$\varepsilon_b + \varepsilon_{b0} = \frac{M_b}{E_b (I_b - I_\lambda)} y_\lambda. \quad (4.61)$$

Значення деформацій на рівні центру тяжіння перерізу елемента від дії лише зовнішнього навантаження визначаються виразами:

$$\varepsilon_b = \frac{M_b}{E_b(I_b - I_\lambda)} y_\lambda + \frac{M'_b}{E_b(I_b - I_{\lambda 0})} y_\lambda - \varepsilon_{b0}. \quad (4.62)$$

Позначимо:

$$\varepsilon'_{b0} = \frac{M'_{b0}}{E_b(I_b - I_{\lambda,b})} y_\lambda - \varepsilon_{b0}. \quad (4.63)$$

Величину ε'_{b0} можна представити як деформації елемента при навантаженні, які є результатом попереднього навантаження. Якщо при дії експлуатаційного навантаження бетон працює пружно, то $\varepsilon'_{b0} = 0$.

У виразах (4.61) (4.62):

$$M_b = \frac{(\sigma'_b + \sigma'_{b0})}{h - x_\lambda} (I_b - I_{\lambda 0}). \quad (4.64)$$

У разі тривалої дії навантаження:

$$\begin{aligned} \varepsilon_b(t) = & \frac{\eta R_b}{\gamma} A_b (k_E - 1) (1 + \varphi_t) + \frac{M'_b(t) y_\lambda}{E_b (I_b - I_\lambda)} + \\ & + \frac{M_b - M'_{b0}(t) y_\lambda}{E_b (I_b - I_\lambda)} [(1 + \varphi_t) k_E - t]. \end{aligned} \quad (4.65)$$

Розглянемо напружено-деформований стан підсилюваної конструкції, що працює на згин, в підсилюваному елементі якої вже наявні напруження. Допустимо, що після прикладання додаткового навантаження бетон підсилюваної конструкції і бетон підсилення працюють як в пружній, так і в пружно-пластичній стадіях, тобто $\sigma'_e + \sigma'_{e0} > \eta R_{b,e}$; $\sigma_e + \sigma_{e0} < \eta R_{b,e}$; $\sigma'_{ум} > \eta R_{b,ум}$; $\sigma_{ум} > \eta R_{b,ум}$.

Враховуючи (4.62) при розв'язку системи вихідних рівнянь аналогічну (4.13) - (4.24) при дії короткочасного навантаження можна прийти до висновку, що вирази (4.19) - (4.24) справедливі у випадку дії короткочасного навантаження, але до згинального моменту M необхідно додати $M'_{e0} = \varepsilon'_{e0} E_b A_b i_b$, де ε'_{e0} визначається за (4.63).

Величини N'_{e0} і M'_{e0} відображають вплив початкових напружень в бетоні підсилюваної конструкції, на напружено-деформований стан всієї підсилюваної конструкції при нелінійній деформації бетонів.

Розглянемо напружено-деформований стан підсилюваної конструкції, що має попередньо навантажений елемент, при тривалій дії навантаження. Внутрішні зусилля в елементі можна визначити по формулах (4.33) -(4.38). При цьому:

$$M'_e = \left(M_e - M_e' \right) \frac{(1 + \varphi_{t,e}) k_{E,e} - \gamma_e}{\gamma_e}. \quad (4.66)$$

4.4. Висновки до четвертого розділу

1. Застосування залежностей між напруженнями і деформаціями стиснутого бетону приймається у вигляді повної діаграми, дозволяє добитися методологічної єдності між розрахунками по деформаціях і по несучій здатності.

2. Відмінність в механічних характеристиках складових перерізів бетонів, рівень дії навантаження., а також історія завантаження згинальних підсилюваних елементів суттєво впливають на їх несучу здатність і повинні враховуватися в розрахунках.

3. Застосовуючи отримані залежності, можна описати напружено-деформований стан залізобетонних згинальних елементів, підсилених під

навантаженням із зміною статичної схеми конструкції на всіх стадіях роботи
- від моменту навантаження невідсилюваної системи до вичерпання несучої

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. БАЖЕНОВ Ю.М. ТЕХНОЛОГИЯ БЕТОНА - М.: ВЫСШАЯ ШКОЛА, 1987. - 151с.
2. БАЙКОВ В.Н., ГОРБАТОВ СВ., ДИМИТРОВ З.А. ПОСТРОЕНИЕ ЗАВИСИМОСТИ МЕЖДУ НАПРЯЖЕНИЯМИ И ДЕФОРМАЦИЯМИ СЖАТОГО БЕТОНА ПО СИСТЕМЕ НОРМИРУЕМЫХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ // ИЗВ. ВУЗОВ. СЕР. СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА. - 1977. - №6.-С. 15-18.
3. БАМБУРА А.Н. ДИАГРАММА «НАПРЯЖЕНИЯ-ДЕФОРМАЦИИ» ДЛЯ БЕТОНА ПРИ ЦЕНТРАЛЬНОМ СЖАТИИ: В СБ.: ВОПРОСЫ ПРОЧНОСТИ, ДЕФОРМАТИВНОСТИ И ТРЕ-ЩИНОСТОЙКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА. - РОСТОВ Н/Д: РИСИ, 1980. - С. 19-22.
4. БЕЛЯКОВ Ю.И. и ДР. СТРОИТЕЛЬНЫЕ РАБОТЫ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ ПРЕДПРИЯТИЙ / Ю.И. БЕЛЯКОВ, А.В. РЕЗНИК, Н.М. ФЕДОСЕНКО. - М.: СТРОЙИЗДАТ, 1986.-222 с.
5. БОНДАРЕНКО В.М. НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ НЕЛИНЕЙНОЙ ТЕОРИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА. - ХАРЬКОВ: ИЗД-ВО ХАРЬКОВСКОГО УН-ТА, 1968. - 324 с.
6. БОНДАРЕНКО В.М., МЕРКУЛОВ СИ. К ВОПРОСУ РАЗВИТИЯ ТЕОРИИ РЕКОНСТРУИРОВАННОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА// БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН. - 2004. - №6. — С 15-16.
7. БОНДАРЕНКО В.М., ШАГИН А.Л. РАСЧЁТ ЭФФЕКТИВНЫХ МНОГОКОМПОНЕНТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ. -М.: СТРОЙИЗДАТ, 1987. - 175 с.
8. БОНДАРЕНКО СВ., САНЖАРОВСКИЙ Р.С. УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ. - М.: СТРОЙИЗДАТ, 1990. - 352с: ил.
9. ГВОЗДЕВ А.А., ВАСИЛЬЕВ А.П., ДМИТРИЕВ СА. ИЗУЧЕНИЕ СЦЕПЛЕНИЯ НОВОГО БЕТОНА СО СТАРЫМ. - М. - Л.: ГЛАВ. РЕД. СТРОИТ, ЛИТ., 1936. - 58 с.
10. ГВОЗДЕВ А.А. РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КОНСТРУКЦИЙ ПО МЕТОДУ ПРЕДЕЛЬНОГО РАВНОВЕСИЯ. - М.: СТРОЙИЗДАТ, 1949. - 280 с.

11. ГЕНИЕВ Г.А., КИССЮК В.Н., ТЮПИН Г.А. ТЕОРИЯ ПЛАСТИЧНОСТИ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА. - М.: СТРОЙИЗДАТ, 1974. - 316 с.
12. ГОЛЫШЕВ А.Б., ПОЛИЩУК В.П., КОЛПАКОВ Ю.А. РАСЧЁТ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЁТОМ ФАКТОРА ВРЕМЕНИ. - КИЕВ: БУДИВЕЛЬНИК, 1969.-219 с.
13. ГОЛЫШЕВ А.Б., ПОЛИЩУК В.П., РУДЕНКО И.В. РАСЧЁТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТЕРЖНЕВЫХ СИСТЕМ С УЧЁТОМ ФАКТОРА ВРЕМЕНИ. - КИЕВ: БУДИВЕЛЬНИК, 1984. - 126 с.
14. ДМИТРИЕВ С.А., КАЛАТУРОВ Б.А. РАСЧЁТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЁННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ. - М.: СТРОЙИЗДАТ, 1965. - 507 с.
15. ЗАЙЦЕВ Ю.В. МОДЕЛИРОВАНИЕ ДЕФОРМАЦИЙ И ПРОЧНОСТИ БЕТОНА МЕТОДАМИ МЕХАНИКИ РАЗРУШЕНИЯ. — М.: СТРОЙИЗДАТ, 1982. — 196 с.
16. ЗАЛЕСОВ А.С., ФИГОРОВСКИЙ В.В. ПРАКТИЧЕСКИЙ МЕТОД РАСЧЁТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ. - М.: СТРОЙИЗДАТ, 1976. - 101 с.
17. КАРПЕНКО Н.И. ТЕОРИЯ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА С ТРЕЩИНАМИ. - М.: СТРОЙИЗДАТ, 1976. - 208 с.
18. КРЫЛОВ СМ. ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ. М.: СТРОЙИЗДАТ. - 1964. - 168 с.
19. ЛОССЬЕ А. НЕДОСТАТКИ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА И ИХ УСТРАНЕНИЕ (ПЕР. С ФРАНЦ.). - М.: ГОССТРОЙИЗДАТ, 1958. - 120 с.
20. МАРТЕМЬЯНОВ А.И., ШАРИН В.В. СПОСОБЫ ВОССТАНОВЛЕНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, ПОВРЕЖДЁННЫХ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЕМ. - М.: СТРОЙИЗДАТ, 1978. - 204 с:
21. МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО УСИЛЕНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ПРЕДПРИЯТИЯХ. - КИЕВ: НИИСК ГОССТРОЯ УССР, 1984.- 116 с.

22. Мешечек В.В., Ройтман А.Г. КАПИТАЛЬНЫЙ РЕМОНТ, МОДЕРНИЗАЦИЯ И РЕКОНСТРУКЦИЯ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ. - М.: Стройиздат, 1987. - 241 с.
23. Микульский В.Г. СКЛЕИВАНИЕ БЕТОНА. - М., 1975. - 240 с.
24. Онуфриев Н.М. ПРОСТЫЕ СПОСОБЫ УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ. - М.-Л.: Стройиздат, 1958. - 176 с.
25. Онуфриев Н.М. УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗМЕНЕНИЕМ ИХ КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ. - М.: Стройиздат, 1949. - 88 с.
26. Онуфриев Н.М. УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ. - М.-Л.: Стройиздат, 1965. - 342 с.
27. Ползучесть и усадка бетона и железобетонных конструкций / Под ред. С.В. Александровского. - М.: Стройиздат, 1976. - 351 с.
28. Поляков Е.В. РЕКОНСТРУКЦИЯ И РЕМОНТ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ. - М.: Стройиздат, 1972. - 192 с.
29. ПРОБЛЕМЫ РАСЧЁТА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЁТОМ ФИЗИЧЕСКОЙ И ГЕОМЕТРИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ. - Л.: ЛИСИ, 1986. - 161 с.
30. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И ИЗГОТОВЛЕНИЕ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ / Под ред. А.Б. Гольшева. - Киев: Будівельник, 1982. - 152 с.
31. Прочность, структурные изменения и деформации бетона / Под ред. А.А. Гвоздева. - М.: Стройиздат, 1978. - 299 с.
32. РАСЧЁТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРОЧНОСТИ, ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ И ДЕФОРМАЦИЯМ / А.С. Залесов, Э.Н. Кодыш, Л.Л. Лемьш, И.К. Никитин. - М.: Стройиздат, 1988. - 320 с.
33. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОБЕСПЕЧЕНИЮ НАДЁЖНОСТИ И ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРИ ИХ РЕКОНСТРУКЦИИ И ВОССТАНОВЛЕНИИ / ХАРЬКОВСКИЙ ПРОЕКТН. И НАУЧНО-ИССЛЕД. ИН-ТУТ. - М.: Стройиздат, 1990 - 176 с.
34. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОЦЕНКЕ СОСТОЯНИЯ И УСИЛЕНИЮ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ / НИИСК Госстроя СССР. - М.: Стройиздат, 1989. - 104 с.

35. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО УСИЛЕНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ. Ч. 1. НАДЗЕМНЫЕ КОНСТРУКЦИИ И СООРУЖЕНИЯ / ПРОМСТРОЙНИИПРОЕКТ. - ХАРЬКОВ, 1985. - 248 С.
36. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО УСИЛЕНИЮ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРЕДПРИЯТИЙ ГОРНОДОБЫВАЮЩЕЙ ПРОМЫШЛЕННОСТИ. - М.: СТРОЙИЗДАТ, 1974. - 97 с.
37. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО УЧЁТУ ПОЛЗУЧЕСТИ И УСАДКИ БЕТОНА ПРИ РАСЧЁТЕ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ / НИИЖБ ГОССТРОЯ СССР. - М.: СТРОЙИЗДАТ, 1988. - 120 с.
38. РЖАНИЦЫН А.Р. СОСТАВНЫЕ СТЕРЖНИ И ПЛАСТИНКИ. - М.: СТРОЙИЗДАТ, 1986.-310 с.
39. САНЖАРОВСКИЙ Р.С. УСТОЙЧИВОСТЬ ЭЛЕМЕНТОВ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ПОЛЗУЧЕСТИ. - Л.: ИЗД-ВО ЛГУ, 1978. - 280 с.
40. СНИП 2.03.01-84* БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ // ГОССТРОЙ СССР. - М.: ЦИТП ГОССТРОЯ СССР, 1985. - 79 с.
41. СНИП 2.01.13-86 РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ. ИСХОДЯЩИЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ. ПРАВИЛА ОБСЛЕДОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ И ОСНОВАНИЙ (ПРОЕКТ)//ПРОМСТРОЙПРОЕКТ. - ХАРЬКОВ, 1986.-81 С.
42. СОКОЛОВ В.К. РЕКОНСТРУКЦИЯ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ. - М: СТРОЙИЗДАТ, 1986.-248 с.
43. СТРЕЛЕЦКИЙ Н.С. К ВОПРОСУ РАЗВИТИЯ МЕТОДИКИ РАСЧЁТА ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ // РАЗВИТИЕ МЕТОДИКИ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ. - М.: СТРОЙИЗДАТ, 1971.-С. 5-37.
44. ТИТОВ Г.И. УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ. - НОВОСИБИРСК: ИЗД-ВО НИСИ, 1985. - 48 с.
45. ТЬЕРИ Ю., ЗАЛЕСКИ С. РЕМОНТ ЗДАНИЙ И УСИЛЕНИЕ КОНСТРУКЦИЙ. - М.: СТРОЙИЗДАТ, 1975. - 175 с.

46. Узун И.А. Коэффициенты упругопластичности бетона сжатой зоны на всех стадиях работы элементов // Бетон и железобетон. - 1993. - №8. - С. 26-27.
47. Улицкий И.И. Теория и расчёт железобетонных стержневых конструкций с учётом длительных процессов. - Киев, 1967. - 348 с.
48. Феодосьев В.И. Сопротивление материалов. М.: Наука, 1970. - 544 с.
49. Физдель И.А. Дефекты в конструкциях, сооружениях и методы их устранения. - 2-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1987. - 336 с: ил.
50. Фомица Л.Н., Сумбатов Р.А. Измерение напряжений в железобетонных конструкциях. - К.: Будівельник, 1994. - 168 с.
51. Хило Е.Р., Попович Б.С. Усиление строительных конструкций. - Львов: Вища шк.: Изд-во при Львов, ун-те, 1985. - 156 с.
52. Холмянский М.М. Бетон и железобетон. Деформативность и прочность. - М.: Стройиздат, 1978. - 559 с.
53. Щелкунов В.Г. Напряжённо деформированное состояние сжатого бетона и железобетона. - Одесса: Вища школа, 1983. - 156 с.

ОСНОВНІ РЕЗУЛЬТАТИ І ВИВОДИ

1. Виявлено силові та несилкові фактори що викликають появу і накопичення дефектів згинальних залізобетонних елементів. Наведено, що вибір методу підсилення виконується відповідно експлуатаційних вимог до технологічних спроможностей будівельних організацій.

2. Встановлений вплив на напружено-деформований стан, на характер тріщиноутворення і руйнування підсилених під навантаженням зміною статичної схеми елементів рівня попереднього завантаження підсилюваного згинального елемента, тривалість вантаження. При зміні статичній невизначності балок при високих рівнях вантаження перерозподіл внутрішніх зусиль не перевищує 10%.

3. Показано, що тривала дія навантажень при розглянутих режимах вантаження і трансформації системи призводить до зниження несучої здатності до 50%. Зіставлення дослідних і розрахункових значень досліджуваних параметрів підтвердили коректність запропонованої розрахункової методики для рішення задач даного класу.

В І Д Г У К
на дипломну роботу магістра гр. 192м-16-1
Шовковец Анжеліки Юріївни, виконану на тему
«Підсилення стержневих конструкцій
житлових будинків».

Перші залізобетонні конструкції з'явилися в житловому будівництві більш сто років тому назад. Деякі з них досі експлуатуються, але набули значних пошкоджень і мають певні дефекти, що пов'язані з їх виготовленням. Тому тема досліджень, що викладені в дипломній роботі, є вельми актуальною.

Дипломна робота складається зі вступу, чотирьох розділів, висновку з основними висновками, списку літератури. В ній послідовно та логічно викладені питання, що пов'язані з оцінкою залишкового ресурсу несучої здатності залізобетонних конструкцій, аналіз причин виникнення та локалізації дефектів, порівняння технологій підсилення залізобетонних конструкцій, аналіз напружено-деформованого стану підсилюваних конструкцій. Під час виконання дипломної роботи була опрацьована велика кількість сучасних та закордонних моделей розрахунку залізобетонних підсилюваних конструкцій, виконано порівняння результатів отриманих по них.

На протязі підготовки дипломної роботи Шовковец А.Ю. продемонструвала навички роботи з нормативною та науково-технічною літературою, добре володіння комп'ютерною технікою, здатність до аналітичних досліджень.

За структурою та змістом дипломна магістерська робота Шовковец А.Ю. відповідає вимогам до кваліфікаційних робіт. Тому вважаю, дипломна робота на тему «Підсилення стержневих конструкцій житлових будинків» заслуговує оцінку «добра», а її автор присудження кваліфікації 2142.2 Інженер-будівельник.

Керівник дипломного проекту
к.т.н. доцент кафедри
будівництва, геотехніки і геомеханіки

Г.П. Іванова

РЕЦЕНЗІЯ
на дипломну роботу магістра гр. 192М-16-1
Шовковец Анжеліки Юріївни, що виконана на тему
«Підсилення стержневих конструкцій
житлових будинків»

Залізобетонні монолітні та збірні несучі конструкції складають основи житлового фонду України. Початкові дефекти, що пов'язані з порушенням технологій виготовлення і транспортування, а також значний термін експлуатації призводять до зменшення залишкового технічного ресурсу. Тому роботи, що спрямовані на подовження термінів експлуатації несучих залізобетонних конструкцій та на підвищення їх несучої здатності є дуже актуальними.

Основний зміст дипломної роботи формують вступ, чотири розділи, висновки і список літератури. Автором проаналізована достатньо велика кількість вітчизняних та закордонних досліджень, зіставлені моделі сумісної роботи основної конструкції і елементів підсилення. В роботі визначенні основні силові фактори, що призводять до утворення тріщин та надано найбільш небезпечні дефекти, що пов'язані з порушеннями технології виготовлення конструкцій. Автором виконані аналітичні дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних згинальних елементів, що підсилюються шляхом зміни статичної схеми.

На мою думку дипломна магістерська робота Шовковец А.Ю. має всі ознаки кваліфікаційної роботи і може бути подана до захисту. За умови відповідного захисту дипломна робота на тему «Підсилення стержневих конструкцій житлових будинків» заслуговує оцінку «добре», а її автор присудження кваліфікації 2142.2 інженер-будівельник.

Рецензент дипломного проекту
Лауреат Премії Президента України для молодих вчених,
доцент, кандидат технічних наук,
доцент кафедри будівельної механіки і опору
матеріалів ДВНЗ «Придніпровська
державна академія будівництва
та архітектури»

О.В. Лихачова