

Міністерство освіти і науки України
Національний авіаційний університет

На правах рукопису

БЛОКУРОВ ПАВЛО СЕРГІЙОВИЧ

УДК 691.042.62(0.43.5)

**МІЦНІСТЬ ТА ДЕФОРМАТИВНІСТЬ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛКОВИХ
КОНСТРУКЦІЙ, ПОСИЛЕНИХ ЗОВНІШНІМ СТАЛЕВИМ АРМУВАННЯМ**

05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди

дисертації на здобуття наукового ступеня
кандидата технічних наук

Науковий керівник
доктор технічних наук, професор
Лапенко Олександр Іванович

Київ – 2015

ЗМІСТ

ВСТУП	4
РОЗДІЛ 1 ОГЛЯД ТА АНАЛІЗ ЛІТЕРАТУРИ З ПИТАНЬ ПІДСИЛЕННЯ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ, ЗАДАЧІ ДИСЕРТАЦІЙНОЇ РОБОТИ	
1.1 Сталезалізобетон і галузі його застосування	
Ошибка! Закладка не определена.	10
1.2 Аналіз існуючих методів та способів підсилення будівельних конструкцій	22
1.3 Огляд експериментальних досліджень підсилення будівельних конструкцій зовнішнім сталевим армуванням	27
1.4 Висновки за розділом та задачі дисертаційної роботи	31
РОЗДІЛ 2 НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ І НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ЗГИНАЛЬНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ПОСИЛЕНИХ ЗОВНІШНІМ СТАЛЕВИМ АРМУВАННЯМ	
2.1 Методичні основи розрахунку міцності та деформативності нормального прямокутного перерізу сталезалізобетонних балок	33
2.2 Розрахунок прогину сталезалізобетонних балок, посиленних зовнішнім сталевим армуванням за наближеною методикою.....	41
2.3 Розрахунок підсилення залізобетонних конструкцій, що згинаються, листовою і жорсткою арматурою.....	45
2.4 Розрахунок сталезалізобетонних згинальни елементів, посиленних зовнішнім сталевим армуванням за допомогою МСЕ на ЕОМ.....	51
2.5 Висновки за розділом 2	63
РОЗДІЛ 3 ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ТА МІЦНОСТІ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК, ПОСИЛЕНИХ ЗОВНІШНІМ СТАЛЕВИМ АРМУВАННЯМ	
3.1 Конструкції зразків і технологія їх виготовлення.....	64
3.2 Методика проведення експерименту.....	70
3.3 Фізико-механічні характеристики матеріалів	76

3.4	Висновки за розділом 3	84
-----	------------------------------	----

РОЗДІЛ 4 АНАЛІЗ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДАНИХ ПРО
НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ТА НЕСУЧУ
ЗДАТНІСТЬ ЗГИНАЛЬНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ
ЕЛЕМЕНТІВ, ПОСИЛЕНИХ ЗОВНІШНІМ СТАЛЕВИМ
АРМУВАННЯМ

4.1	Особливості деформування і несуча здатність згинальних елементів за нормальними перерізами.....	85
-----	--	----

4.2	Висновки за розділом 4	102
-----	------------------------------	-----

РОЗДІЛ 5 ВПРОВАДЖЕННЯ ТА ЕКОНОМІЧНА ЕФЕКТИВНІСТЬ
ВИКОРИСТАННЯ ЗОВНІШНЬОГО СТАЛЕВОГО АРМУВАННЯ ПРИ
ПІДСИЛЕННІ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

5.1	Проекти дослідних конструкцій, посилені зовнішнім сталевим армуванням.....	104
-----	---	-----

5.2	Економічна ефективність досліджуваних конструкцій.....	109
-----	--	-----

	Список використаних джерел.....	117
--	---------------------------------	-----

	Додаток А.....	135
--	----------------	-----

	Додаток Б	156
--	-----------------	-----

	Додаток В.....	157
--	----------------	-----

	Додаток Г.....	158
--	----------------	-----

ВСТУП

Актуальність теми. На протязі всього періоду експлуатації будівлі та споруди супроводжуються проведенням ремонтно - будівельних робіт, що спричиненні дією різноманітних навантажень та впливів.

Особлива увага приділяється реалізації можливості підсилення існуючих залізобетонних та сталезалізобетонних конструкцій, що експлуатуються та знаходяться в попередньо-напруженому стані та у зв'язку з необхідністю підвищення їх несучої здатності.

Найбільш популярним та ефективним способом підсилення конструкцій є збільшення поперечного перерізу конструкцій, за рахунок приєднання додаткових нових елементів, застосування затяжок та шпренгелів, що утворюють попереднє напруження конструкції, влаштування дублюючих елементів та розвантаження конструкцій.

Одним з ефективним методом цього напрямку є метод підсилення сталезалізобетонних згинальних конструктивних елементів зовнішнім сталевим армуванням, при якому використовуються спеціальні клейові суміші. Такий спосіб досить ефективний, відзначається простотою та легкістю виконання і не потребує зупинки виробництва для здійснення ремонту конструкцій споруд.

Так актуальними є наукові та інженерні дослідження, спрямовані на розвиток методів підсилення залізобетонних та сталезалізобетонних конструкцій сталевими елементами з використанням сучасних клейових сумішей.

Для розвитку зазначених напрямків необхідна подальша розробка розрахункових положень для посилення будівельних конструкцій шляхом нарощування перерізу зовнішнім сталевим армуванням.

Рівень існуючих розробок цього напрямку є недостатнім, а для їх здійснення потребує великої кількості експериментальних досліджень та їх поглибленого теоретичного аналізу.

У зв'язку з вище означеним, дана дисертаційна робота спрямована на розробку нових методів підсилення балкових конструкцій і є актуальною, має теоретичне і практичне значення.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами.

Дисертаційна робота відповідає напрямку науково-технічної політики держави в галузі оцінки технічного стану будівель і споруд, згідно з Постановою кабінету Міністрів України №409 від 5 травня 1997р.” Про забезпечення надійності і безпечної експлуатації будівель, споруд та мереж, та рішенням науково-технічної ради Держкомітету будівництва, архітектури та житлової політики (Держбуду) України від 16.11.2001р.” Робота виконується на кафедрі комп'ютерних технологій будівництва Національного авіаційного університету в рамках держбюджетних досліджень №6/10.01.02 “Новітні технології реконструкції промислових та цивільних будівель і споруд аеропортів” (2009-2010 рр.).

Метою роботи є визначення експериментальним та теоретичним шляхом параметрів міцності та деформативності сталезалізобетонних згинальних елементів, посилених зовнішнім сталевим армуванням.

Дослідити вплив клейового та зварного з'єднань на міцність таких конструкцій при підсиленні та провести аналіз співставлення техніко-економічних показників запропонованих сталезалізобетонних згинальних конструктивних елементів, посилених зовнішнім сталевим армуванням порівняно з посиленням вуглеволокном.

Задачі дослідження:

- провести аналіз наукових розробок вітчизняних і закордонних учених, присвячених дослідженню залізобетонних та сталезалізобетонних балкових конструкцій, посилених зовнішнім сталевим армуванням;
- провести експериментальні дослідження міцності та деформативності сталезалізобетонних згинаних елементів з різним типом зовнішнього сталевих підсилення;

- експериментально дослідити особливості роботи та характер руйнування сталезалізобетонних балкових конструкцій, посилених зовнішнім сталевим армуванням;

- проаналізувати збіжність отриманих теоретичних даних з результатами експериментів;

Об'єкт дослідження – сталобетонні балки, посилені шляхом наклеювання та приварювання зовнішнього сталевих армування.

Предмет дослідження – міцність та деформативність сталезалізобетонних балкових конструкцій, що посилені у розтягнутій зоні шляхом наклеювання та приварювання зовнішнього сталевих армування.

Методи дослідження:

- експериментальні та теоретичні дослідження, методи математичного моделювання, математична та статистична обробка отриманих результатів, аналіз співставлення отриманих результатів, методи будівельної механіки, опору матеріалів, опору залізобетону при аналізі напружено-деформованого стану сталобетонних конструкцій, методи комп'ютерного моделювання конструкцій із застосуванням сучасних програмних комплексів;

Наукова новизна одержаних результатів:

- вперше отримані експериментальні дані, щодо міцності та деформативності сталезалізобетонних балкових конструкцій, посилених зовнішнім сталевим армуванням;

- вперше теоретично обгрунтовано методика розрахунку міцності та деформативності згинальних сталезалізобетонних елементів, посилених зовнішнім сталевим армуванням;

- вперше створено алгоритм розрахунку згинальних сталезалізобетонних елементів, посилених зовнішнім сталевим армуванням.

- вперше розроблено математичну модель для обчислення на ПЕОМ параметрів міцності та деформативності згинальних сталезалізобетонних згинальних елементів за нормальними перетинами;

- визначені умови та параметри найбільш ефективного зовнішнього підсилення в згинальних сталевих залізобетонних згинальних елементах.

Обґрунтованість і достовірність наукових положень, висновків і рекомендацій підтверджується високою ймовірністю отриманих результатів порівняльного аналізу натуральних та чисельних досліджень за розробленою методикою, в основу якої закладені передумови визначаючих характеристик діючих регламентованих норм проектування та будівництва. Достовірність висновків і рекомендацій підтверджується адекватністю практичних ситуацій досліджених аналогічних конструктивних елементів, кількістю однакових результатів проведених натурних експериментів та результатами впровадження за даною методикою по відновленню, підсиленню, ремонту та реконструкції будівельних об'єктів з метою запобігання їх руйнування.

Практичне значення отриманих результатів полягає в тому, що запропоновані в ній принципи, конструктивно-технологічні рішення і розроблені методики розрахунку відкривають можливість ефективного підсилення сталевих залізобетонних згинальних конструктивних елементів при мінімальному використанні енергетичних, матеріальних і фінансових ресурсів.

Результати досліджень впровадженні при:

- при розробці проектних пропозицій по об'єкту ТОВ "Трипільський пакувальний комбінат", підсилення балочних елементів конструкцій машинного цеху, шляхом приклеювання зовнішнього сталевих армування.

- при розробці проектних пропозицій по об'єкту "Реконструкція промислового цеху з прибудовою нежитлових приміщень для розміщення торговельно-розважального та офісного комплексу з паркінгом по вул. Магнітогірська, 1", при підсиленні існуючих сталевих залізобетонних перетинок, шляхом приклеювання зовнішнього сталевих армування.

- в навчальному процесі, зокрема в навчальній програмі з дисципліни "Реконструкція будівель та споруд аеропортів" та "Комп'ютерні

технології проектування конструкцій будівель та споруд аеропортів” Національного авіаційного університету для студентів напряму підготовки 6.060101 «Будівництво»;

Особистий внесок здобувача:

- оброблені, проаналізовані та узагальнені експериментальні дослідження різних авторів, що стосується роботи залізобетонних та сталевих залізобетонних балок, підсилених зовнішнім армуванням;

- запропонований новий метод підсилення будівельних конструкцій, шляхом нарощування перерізу зовнішнім сталевим армуванням за допомогою сучасних клейових сумішей;

- розроблена методика та програма моделювання напружено-деформованого стану сталевих залізобетонних балкових конструкцій, посилені зовнішнім сталевим армуванням на ПЕОМ;

Апробація результатів. Основні результати дисертаційної роботи доповідалися та обговорювалися на:

- XI Міжнародній науково-технічній конференції ”АВІА-2013” (Київ, 2013 р.);

- XI Міжнародній науково-практичній конференції “Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения” (Автономна республіка Крим, 2013 р.);

- VIII Международной научно-практической конференции «Перспективные разработки науки и техники – 2013»(Przemysl, Польша, 2003р.);

- I Міжнародний науково-практичний конгрес «Міське середовище - XXI сторіччя. Архітектура. Будівництво. Дизайн» (Київ, 2014 р.);

- 8 Міжнародна науково-технічна конференція “Ресурсноекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди” . Присвячена 50-ти річчю з дня заснування навчально-наукового інституту будівництва та архітектури (Рівне, 2014).

Публікації. По темі дисертації опубліковано 9 робіт, із них 6 у фахових виданнях, рекомендованих ВАК України та 1 з них у виданнях, які включені до міжнародних наукометричних баз та 2 – за матеріалами тез.

Структура та об'єм роботи. Дисертація складається з вступу, чотирьох розділів, висновків, списку використаних джерел з 157 найменувань, викладених на 158 сторінках, у тому числі 115 сторінок основного тексту, 23 рисунків, 11 таблиць, 31 сторінка списку використаних літературних джерел із 162 найменувань.

РОЗДІЛ 1

ОГЛЯД ТА АНАЛІЗ ЛІТЕРАТУРИ З ПИТАНЬ ПІДСИЛЕННЯ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ, ЗАДАЧІ ДИСЕРТАЦІЙНОЇ РОБОТИ

1.1 Сталезалізобетон і галузі його застосування

Одним із важливих напрямків технічного прогресу в будівництві є використання ефективних конструкцій, які дозволяють значно покращити показники міцності та матеріалоемності, вартості, трудомісткості. До таких конструкцій належить сталезалізобетон, до складу якого входять прокатні профілі, стрижнева арматура та бетон.

Історія розвитку та застосування сталезалізобетонних конструкцій свідчить про пошуки шляхів підвищення характеристик міцності матеріалів (сталі та бетон), а також на виявлення найбільш ефективних та раціональних форм поєднання бетону і сталі при їх сумісній роботі.

В результаті досліджень робіт [80, 97, 98, 121, 122, 127-129] визначено, що найбільш ефективно бетон працює в об'ємному напруженому стані, що в свою чергу призвело до різних видів відповідного армування сталезалізобетонних конструкцій.

Будівництво несучих конструкцій будівель та споруд з використанням трубобетону, балок та ригелів зі стрічковим армуванням, залізобетонних плит по профільованому настилу є досить популярним рішенням у будівництві. Сфера застосування сталезалізобетонних конструкцій досить широка, про що, вказує великий інтерес, щодо їх дослідження та проектування.

В Україні накопичений великий досвід із дослідження та впровадження сталезалізобетонних конструкцій, про що свідчить актуальність їх дослідження і проектування, яка спостерігається на відповідних національних та міжнародних конференціях і симпозіумах [159].

Аналіз розвитку сталезалізобетонних конструкцій у світі доказує актуальність та необхідність використання таких конструкцій у сучасному будівництві.

Сталезалізобетонні конструкції почали використовувати у будівництві, ніж сталеві, але раніше ніж залізобетонні. В кінці XIX ст. серед будівельників існувало уявлення, що сталеві балки, оштукатурені бетоном (для збільшення вогне- та корозійної стійкості), отримують підвищену жорсткість та міцність.

Цей факт було підтверджено випробуваннями, що проводилися в Англії в 1923р. Вітчизняні будівельники при будівництві мостів та шляхопроводів відмічали, що в залізобетонній конструкції елементу дорожнього полотна, яка була влаштована на верхні полки сталевих балок, існуючі напруги значно зменшувалися, порівняно з розрахунковими.

В 1929 р. Каугей та Скотт в Англії, а також Фрейсте в Франції вперше висловили думку про доцільність використання специфічних з'єднувальних деталей для забезпечення сумісної роботи залізобетону і сталі.

В 1939р. у Швейцарії були запатентовані балки системи "Альфа", в яких сумісна робота сталі та залізобетону забезпечувалась спіралями, привареним до верхньої полки сталеві балки. Перші сталезалізобетонні мости системи "Альфа" були побудовані в США та Швейцарії.

В середині 50-х. років використовували решітчасті сталезалізобетонні прольотні системи, в яких залізобетонні плити з'єднані з верхнім поясом ферм працювали, як єдина конструкція.

Використання такої системи, а саме: поєднання залізобетонного верхнього та сталеві нижнього поясів, дозволяло збільшити прольоти сталезалізобетонних мостів.

Розвиток сталезалізобетонних мостів пов'язаний із використанням подібних конструкцій у багатьох сферах будівництва.

При будівництві сількогосподарських споруд, досить широко використовують сталезалізобетонні кроквяні ферми, що складаються з

залізобетонних стиснутих елементів (верхніх поясів та елементів решіток) та гнучких, розтягнутих елементів (нижніх поясів та решіток).

Достатньо ефективними є, розроблені Г.Д. Поповим у 1958р, багатопрольотні сталезалізобетонні покриття. В основу таких конструкцій покладені сталеві решітчасті ферми, в яких верхній пояс складається з двох сталевих швелерів, а всі інші елементи виконанні з пучків високоміцних канатів. Робота на розтяг всіх елементів конструкції забезпечується формою нижнього поясу ферми. На верхній пояс ферми укладають збірні залізобетонні плити, що утворюють зведення, в якому жорсткі упори несуть навантаження сумісно з фермами.

В покрівлях промислових споруд, які складаються зі сталевих решітчатих кроквяних ферм і залізобетонних плит, ефективність сталезалізобетонної конструкції забезпечують завдяки з'єднанню залізобетонних плит та сталевих зтиснутих поясів ферм. Таке рішення дає можливість передати на залізобетонні плити частину зусиль зтиснення, які діють у верхніх поясах ферм і одночасно зменшити вагу поясів ферм майже вдвічі.

В Україні накопичений досить великий досвід з дослідження та практичного використання сталезалізобетонних конструкцій. Сфера застосування сталезалізобетонних конструкцій є досить широкою, що обумовлює великий інтерес до їх поглибленого дослідження та проектування.

Будівництво несучих конструкцій будівель та споруд з використанням трубобетону, балок та ригелів зі стрічковим армуванням, залізобетонні плити по профільованому настилу є досить популярним рішенням у будівництві на Україні.

Клас будівельних конструкцій об'єднує конструкції, що відрізняються між собою, як за конструктивними ознаками, так і за ступенем використання фактору сумісної роботи бетону та сталі.

Технічна ефективність сталезалізобетонних конструкцій порівняно з суцільними сталевими або залізобетонними конструкціями досягається за рахунок сумісної роботи двох матеріалів (бетону і сталі), тобто реалізації одного з основних принципів проектування – принципу поєднання функцій різних матеріалів.

Використання сталезалізобетонних конструкцій особливо ефективно в перекритті та покритті цивільних та промислових будівель при великих навантаженнях. Використання в перекриттях цивільних будівель монолітного бетону з незнімною опалубкою із сталевого профільованого настилу є досить поширеним рішенням за кордонній будівельній практиці.

Сталезалізобетонні конструкції за конструктивною ознакою та характером роботи можна розділити на чотири основні типи:

- конструкції, основним складовими елементами якої є сталевий прокатний, зварний або гнутий профіль, що розташований поза залізобетонною частиною конструкції рис 1.1.

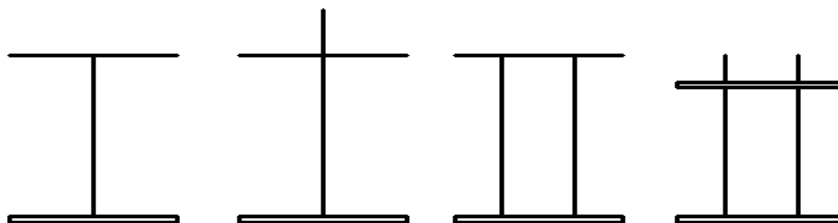


Рис 1.1. Сталезалізобетонні конструкції, складовим елементом, яких є сталевий профіль, розташований поза залізобетонної частини конструкції.

- залізобетонні конструкції з жорсткою арматурою, що складаються з жорстких сталевих профілей та розташовуються в середині залізобетонної частини конструкції;

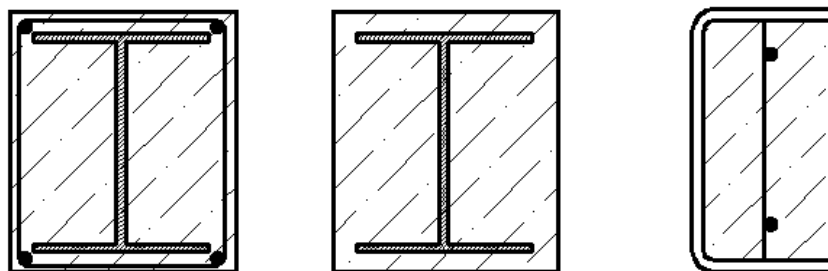


Рис 1.2. Сталезалізобетонні конструкції, що складаються з жорстких сталевих профілей та розташовуються в середині залізобетонної частини конструкції – залізобетонні конструкції з жорсткою арматурою.

- конструкції, які складаються з жорстких сталевих профілів або листового прокату по периметру перерізу або по одній або більше граням;

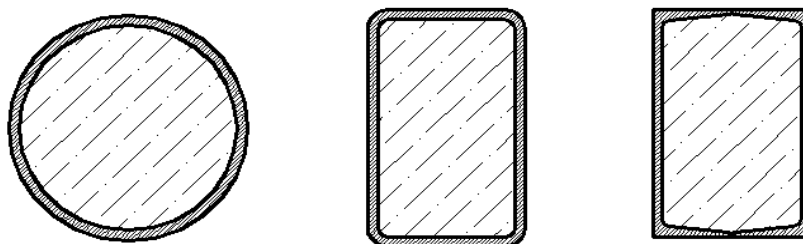


Рис 1.3. Сталезалізобетонні конструкції, що складаються з жорстких сталевих профілей або листового прокату по периметру перерізу або по одній або більше граням.

- конструкції, які складаються з тонкостінних сталевих плоских або профільованих листів, що розташовують з однієї або двох сторін залізобетонної конструкції і слугують одночасно незнімною опалубкою та нез'ємною арматурою.

Сталезалізобетонні конструкції першого типу найчастіше застосовуються для балок мостів та перекриттях. Конструкції другого та третього типу - для балочних конструкцій, колон та опор, а четвертого типу – для резервуарів та перекриттів будівель.

Сталезалізобетонна об'єднана конструкція складається з 3-х основних конструктивних елементів:

- сталевій частини;
- залізобетонної частини (збірна залізобетонна плита або монолітний залізобетон);
- елементу з'єднання (жорсткі або гнучкі упори, анкера).

Важливим аспектом такої системи є те, що завдяки силовому та формотворчому з'єднанню сталевих конструкцій із залізобетоном, створюється нова конструкція, в якій оптимально використовується переваги залізобетону в стиснутій зоні та сталевій конструкції в розтягнутій зоні.

Сумісна робота сталевій та залізобетонної частин досягається шляхом запобігання зсуву цих частин відносно один одного по поверхні контакту при дії навантажень, за допомогою використання сучасних клейових сумішей.

Практичне використання сталезалізобетонних конструкцій виявило їх переваги порівняно з традиційними.

- менша вага конструкцій порівняно з залізобетонними конструкціями;
- підвищена жорсткість порівняно з металевими конструкціями;
- зниження витрат сталі порівняно з металевими конструкціями;
- відповідність сучасним технологіям їх виготовлення та монтажу;

Ефективність застосування сталезалізобетонних конструкцій залежить від виду та величини навантаження, геометрії сталевій та залізобетонної частин, характеристик міцності та деформативності матеріалів, а також послідовності виконання робіт.

Тим не менш, практика експлуатації сталезалізобетонних конструкцій дозволила виявити низку їх недоліків:

- необхідність використання з'єднувальних елементів;
- виникнення специфічних впливів, спричинених коливаннями температури, а також усадкою та повзучістю бетону;

Важливо також відмітити, що для цих конструкцій ускладнюється розрахунок на міцність та жорсткість, тому, що виникає необхідність

врахування двостадійної роботи конструкції, появи тріщин, зсуву різнорідних матеріалів по поверхні контакту.

Труробетоном називають конструкцію, що складається з циліндричної сталеві труби, заповненої бетоном. Однак в останній час з'явилися інші модифікації таких конструкцій. Спеціально для потреб будівництва виготовляються сталеві труби квадратного перерізу.

В труробетоні сталева труба-оболочка виконує одночасно функції як поздовжнього так і поперечного армування. Вона сприймає зусилля в усіх напрямках та під будь-яким кутом. Бічний тиск труби запобігає інтенсивному розвитку мікротріщин розриву в бетонному ядрі, який в умовах стиску витримує напруги, що значно перевищують призмину міцність.

Одночасно труба, заповнена бетоном, запобігає втраті місцевої та загальної стійкості.

Труробетонні конструкції досить надійні в експлуатації, про, що свідчить їх здатність не втрачати несучу здатність у граничному стані, а також витримувати навантаження на протязі довгого часу.

Численні експерименти, проведені В.А. Росновським [39], А.А. Долженко [21,22], Стороженко Л.І [122,127] та іншими науковцями встановлено, що, навіть отримавши великі деформації, труробетонний стрижень в подальшому може витримувати значні навантаження.

До позитивних властивостей трубо бетонних конструкцій можна також віднести їх обтічність, тому на них менше затримується волога та бруд, і це робить їх більш стійким до корозії та збільшує їх термін експлуатації.

Внутрішня поверхня труби в цих конструкціях надійно захищена від корозії бетоном, що заповнює трубу.

Порівняно з залізобетоном, трубо бетонні конструкції більш індустриальні. Вони порівняно легкі, що спрощує їх транспортування, стійкі до механічних пошкоджень і не потребують закладних деталей.

Розрахунки сталезалізобетонних конструкцій базуються на параметрах, що закладаються на стадіях їх виготовлення виготовлення та експлуатації в залежності від прийнятого конструктивного рішення елемента.

Розрахунок рекомендується проводити за такими стадіями роботи конструкцій:

1. До отримання монолітним бетоном кубикової міцності 10 МПа, як сталевій конструкції на дію транспортних та монтажних навантажень, вагу монолітного бетону й інших навантажень, що можуть виникати під час зведення будівлі. У цьому випадку розрахунковий опір сталевій конструкції приймається з коефіцієнтом 0,9.

2. Після набуття бетоном проектної міцності конструкція розраховується як сталезалізобетонна, в тому числі на дію корисного навантаження.

При розрахунку сталезалізобетонних конструкцій за 2-ма граничними станами приймаються наступні передумови:

1. Опір бетону розтягненню приймається рівним нулю.
2. Напруження в стисненій зоні бетону дорівнюють призмовій міцності й розподілені по перетину рівномірно.
3. Напруження стиску та розтягу в жорсткій та листовій арматурі приймаються не більше, ніж розрахункові значення для сталі, а в ряді випадків помножуються на коефіцієнт умов роботи, що менший від одиниці.

Сталезалізобетонні балки необхідно розраховувати таким чином, щоб при розрахункових навантаженнях досягався граничний стан за несучою здатністю:

- на згин – несуча здатність визначається прольотним моментом M_p , що можливо при повній анкерівці сталевих листів з бетоном;
- на поздовжній зсув – несуча здатність визначається із умови неповної анкерівки сталевих листів з бетоном;

- на поперечне зусилля – цей випадок буде критичним для високих балок з малим прольотом і відносно великими навантаженнями.

Розрахунковий момент M_p поперечного перерізу необхідно розраховувати за умови повної пластичної роботи матеріалів (крім розрахунків на витривалість).

При використанні матеріалів із низьколегованої сталі розрахунковий опір сталі приймається з урахуванням коефіцієнта роботи 0,9.

Відносна висота стисненої зони бетону ξ визначається відношенням висоти стисненої зони x до робочої висоти перерізу h_o , яка дорівнює відстані від стисненої грані до рівнодіючих зусиль у розтягнутій листовій і гнучкій арматурах. Найбільше (граничне) значення відносної висоти стисненої зони бетону ξ_R , при яких міцність бетону достатня для досягнення арматурної розтягнутої зони розрахункових опорів слід визначати з відповідними вказівками.

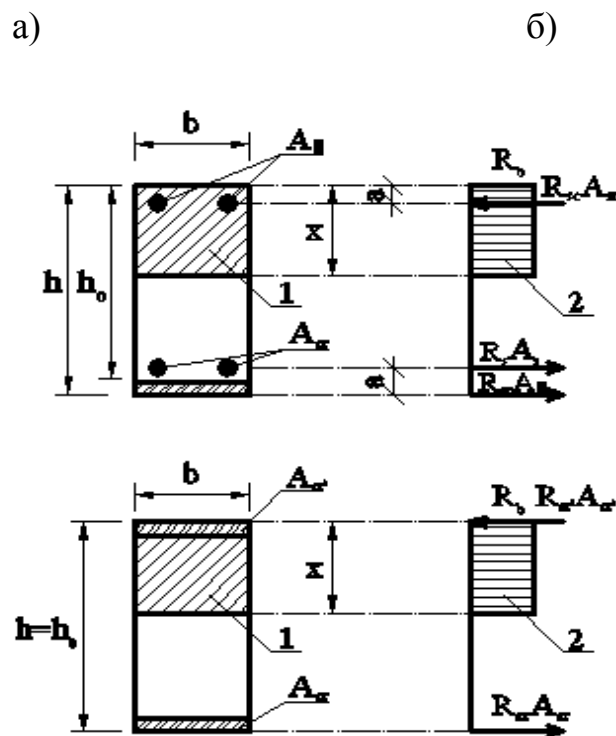


Рисунок 1.4 – Схеми зусиль в нормальному до поздовжньої осі згинальних елементів перерізі при розрахунку за міцністю:

- a) – поперечний переріз; б – розрахункова схема зусиль; 1 – стиснута зона перерізу; 2 – напруження в стисненій зоні бетону

Висота стисненої зони перерізу x визначається за формулою (рис. 1.4):

$$x = \left(\frac{R_{sr} A_{sr} + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} \right), \quad (1.1)$$

де R_{sr} , R_s , R_{sc} – розрахункові опори (межа текучості) листової (жорсткої), стрижневої (гнучкої) розтягнутої і стисненої арматури;

A_{sr} , A_s , A'_s – відповідно, площі їх перерізів;

b – ширина перерізу бетону балки;

R_b – призмova міцність бетону.

Якщо $x \leq \xi_R h_o$, то міцність перерізу перевіряють із умови рівноваги $\Sigma M = 0$ відносно центра розтягнутої арматури:

$$M_p \leq R_b b (h_o - 0.5x) + R_{sc} A'_s (h_o - a') - R_s A_s a, \quad (1.2)$$

якщо $x > \xi_R h_o$, то міцність перерізу перевіряють із умови:

$$M_p \leq R_b b h_o^2 \xi_R (1 - 0.5 \xi_R) + R_{sc} A'_s (h_o - a'), \quad (1.3)$$

При руйнуванні елементів по похилому перерізі від головних стискаючих напружень необхідно виходити із умови забезпечення міцності бетону по похилій смузі

$$Q \leq R_b b h_o, \quad (1.4)$$

Розрахунок міцності по похилому перерізі на поперечну силу не виконують, якщо витримується одна із умов:

$$h_o \geq \frac{Q}{2.5 R_b b}, \quad (1.5)$$

$$Q \leq 0.85 h_o b R_{sr}, \quad (1.6)$$

Поперечну арматуру в такому випадку встановлюють конструктивно. При розрахунку похилих перерізів на дію поперечної сили граничні зусилля визначають з наступних умов:

а) розрахунковий похилі переріз приймається під кутом 45° до поздовжньої осі згинального елемента;

б) в розрахунок вводять параметри гнучка арматура і стінки сталевих профілів (листів), що перетинаються похилим перерізом;

в) поперечне зусилля в бетоні над похилою тріщиною визначається в залежності від його розрахункового опору на розтяг R_{bt} , робочої висоти і розмірів перерізу.

Міцність похилих перерізів по поперечній силі перевіряють в таких місцях по довжині елемента:

- а) в перерізах, що проходять через грань опори;
- б) в перерізах, що проходять через точки зміни інтенсивності поперечного армування на рівні розтягнутої гнучкої арматури;
- в) в перерізах, що проходять через розміщення в розтягнутій зоні початку відгинів.

Деформації (прогини, кути повороту) сталезалізобетонних згинальних елементів розраховуються за формулами будівельної механіки в залежності від їх кривизни.

Кривизна підраховується:

а) для елементів, в яких не утворюються тріщини в розтягнутій зоні, як це прийнято для суцільного пружного тіла. При цьому в розрахунок вводять повний переріз бетону і площу перерізу всієї поздовжньої арматури, помноженої на відношення модуля пружності арматури до модуля пружності бетону $E_b' = E_b \nu$, де ν – коефіцієнт пружності бетону, рівний 0,85 при короткотривалій і 0,4 – при довготривалій дії навантаження;

б) для елементів, в яких утворюються тріщини у розтягнутій зоні, нормальні до поздовжньої осі елемента, в розрахунок не вводиться площа розтягнутого бетону.

Кривизна згинальних сталезалізобетонних елементів $\frac{1}{r}$ при дії нормативних значень моменту M_n визначається за формулою:

$$\frac{1}{r} = \frac{M_n}{0,85 I_{red} E_s}, \quad (1.7)$$

де I_{red} – момент інерції приведенного перерізу, при $M > M_{erc}$ – без врахування розтягнутого бетону;

E_s – модуль пружності сталі.

Відстань x від нейтральної лінії до стисненої грані визначається за формулами:

а) для елементів без тріщин:

$$x = S'_{red} / A_{red}, \quad (1.8)$$

де S'_{red} , A_{red} – статичний момент приведенного перерізу відносно стисненої грані бетону і площі приведенного перерізу.

б) для елементів з тріщинами в розтягнутій зоні:

$$x = -\frac{A_{s,red}}{b} + \sqrt{\left(\frac{A_{s,red}}{b}\right)^2 + \frac{2S_{s,red}}{b}}, \quad (1.9)$$

де $A_{s,red}$ – сума приведених площ жорсткої і гнучкої арматури, а також площа стиснутого бетону;

S'_{red} – статичний момент площі $A_{s,red}$ відносно стисненої грані перерізу.

1.2 Аналіз існуючих методів та способів підсилення будівельних конструкцій

Реконструкція будівлі або споруди супроводжується, як правило, зміненням навантажень на будівельні конструкції, а також зміною їх первинних конструктивних схем. Все це потребує обов'язкового проведення технічного стану будівельних конструкцій, визначення залишкового ресурсу їх експлуатаційних якостей. На базі обстеження приймається рішення про їх подальшу долю, про підсилення, відновлення або заміну.

Необхідність підсилення або відновлення будівельних конструкцій виникає не тільки при реконструкції або технічному переоснащенні, але і внаслідок передчасного корозійного або механічного зношення, різних пошкоджень та дефектів тощо. Усе це викликає підвищений інтерес до проблеми підсилення та відбудови існуючих будівельних конструкцій.

Проблема підсилення будівельних конструкцій пов'язана з вирішенням полягає наступних задач, спрямованих на забезпечення:

- надійності будівельних конструкцій будівель та споруд, з огляду на старіння матеріалів конструкції, а також появою дефектів в бетоні та арматурі;
- безпечної експлуатації об'єкта на протязі всього періоду експлуатації;
- коригуванням проектних рішень на стадії проектування та під час будівництва;
- врахування негативного впливу різних агресивних середовищ, які не були враховані при проектуванні;
- підвищення несучої здатності конструктивних елементів, пов'язаних зі змінами норм проектування або зміною функціонального призначення будівлі та збільшенням навантажень на конструкції;
- збільшення довговічності конструктивних елементів будівель та споруд;
- підсилення або ремонт будівельних конструкцій внаслідок аварій, землетрусів або пожеж;

Роботи з підсилення будівельних конструкцій, основною метою яких є пристосування та використання існуючих споруд при збільшенні навантажень, поділяють на дві основні групи:

До першої групи відносяться роботи по влаштуванню конструкцій, які здатні розвантажити або замінити існуючі конструкції, а також, частково або повністю сприймають на себе підвищенні навантаження, виключаючи з роботи частину елементів будівель та споруд.

Конструкції, що використовуються в якості підсилення являють собою систему балочний конструкцій, зазвичай металевих, які сприймають нові підвищені навантаження і передають їх через свої опори на існуючі несучі елементи, що мають достатню несучу спроможність. Такий метод підсилення є достатньо простим, але не завжди раціональним, оскільки при тривалій експлуатації існуючі конструкції використовуються частково або зовсім

перестають працювати. Такий метод підсилення дозволяє також зменшити корисну площу та габарити приміщення.

Друга група пов'язана з роботами, що направлені на підвищення несучої здатності існуючих конструкцій.

Кожна залізобетонна монолітна або збірна споруда, перекриття або просторовий каркас, виконуючи функцію несучої конструкції, працює як просторова система. Однак при проектуванні підсилення, конструкції поділяють на окремі площинні системи для спрощення складних задач при проектуванні.

Підсилення площинних систем залежить від напружено-деформованого стану стрижневих статичних схем, об'єднаних між собою, які в подальшому визначені як конструктивні схеми.

Підвищення первинної несучої здатності конструкцій реалізується двома основними способами – підсиленням зі зміною конструктивної схеми елемента споруди або без її зміни.

Спосіб підсилення конструктивного елемента зі збереженням незмінної конструктивної схеми полягає у збільшенні поперечного перерізу елемента і досягається шляхом влаштування обойм, накладок та односторонніх нарощувань.

Збільшення первинної несучої здатності елемента залежить від раціональної зміни відповідної конструктивної схеми, що може стосуватися самої статичної схеми або її напружено-деформованого стану. Такий ефект забезпечується введенням додаткових опор, в'зей та закріплень або влаштуванням проміжних шарнірів, в тому числі – пластичних в статично незмінних системах.

Спосіб підсилення елементів будівель та споруд шляхом зміни їх конструктивної схеми полягає у влаштуванні додаткових жорстких та гнучких опор, а також різних регулювальних, розвантажувальних, натяжних та розпірних конструкцій.

На сьогоднішній день існує безліч традиційних методів підсилення залізобетонних конструкцій, а саме:

- збільшення поперечного перерізу конструктивних елементів, що характеризується збільшенням власної ваги конструкції;
- влаштування допоміжних конструкцій (зовнішніх тяжів, поясів, підпірних стійок, шпренгелів), що призводить до змін архітектурного виду будівлі та значним витратам матеріальних ресурсів та часу;
- підсилення конструкцій шляхом приклеюванням до розтягнутої або стиснутої зони конструкції таких ефективних матеріалів, як: полімербетон, фібробетон або вуглеволокно;

На протязі багатьох років основним методом підсилення будівельних конструкцій був метод збільшення перерізу конструкцій за рахунок приєднання до них додаткових елементів.

Додаткові елементи, що використовуються в якості підсилення можуть бути з матеріалу аналогічному матеріалу конструкції, що підсилюється або іншим за структурою.

Під час конструктивного виконання підсилення, шляхом нарощування поперечного перерізу необхідно дотримуватись наступних вимог:

- забезпечення сумісної роботи конструкції та елемента підсилення на силові, температурні та інші вимоги, згідно прийнятої схеми їх з'єднання;
- визначення місць відриву елементів підсилення на ділянках пружної роботи матеріалу, запобігання ділянок різких концентрацій напруг;
- врахування, що елемент підсилення збільшує не тільки площу поперечного перерізу конструкції, а також збільшує момент інерції і перерозподіляє зусилля.

В залежності від напружено-деформованого стану вихідного елемента (конструкції), елемент підсилення розташовують:

- в згинальних елементах (якщо немає небезпеки втрати стійкості), з максимальним віддаленням від нейтральної осі перерізу для підвищення моменту опору в площині згину;
- в центрально-стиснутих елементах, не порушуючи положення центру тяжіння, прагнучи до збільшення радіуса інерції в обох площинах;

Конструкція, яка посилюється, та елемент її підсилення, можуть працювати сумісно, або як єдина конструкція, або роздільно, з перерозподілом зусиль.

Підсилення конструкцій із використанням арматури у вигляді сталевих листів, полягає у тому, що сталеві пластини або інші сталеві елементи прикріплюються до конструкції за допомогою спеціального клейового розчину, в результаті чого створюється комплексна армуюча система “бетон (метал) – клейовий розчин - метал”.

Сталеві пластини, які використовуються при посиленні конструкцій, підвищують опір конструкції на згин, забезпечують зменшення прогонів та підвищують тріщиностійкість.

Методи розрахунку несучої здатності підсилених залізобетонних елементів за деформаційною моделлю при різних способах підсилення, повинні враховувати фізико-механічні властивості сучасних ефективних матеріалів, а також ступінь їх участі у спільній роботі комбінованих конструкцій.

Проектування підсилення конструкцій вимагає урахування параметрів за граничними станами першої та другої груп. Залізобетонні конструкції, що підлягають підсиленню, слід проектувати згідно з вимогами ДБН В.2.6-98:2009 - при підсиленні бетоном та залізобетоном та ДБН В.2.6-163:2010 - при підсиленні сталевим прокатом.

В загальних випадках розрахунок підсилення повинен виконуватися для двох стадій роботи конструкції:

- до включення у роботу підсилення - не навантаження від елементів підсилення, постійних і тимчасових навантажень, яких неможливо зменшити під час ремонтних робіт (розрахунок виконується тільки за першою групою граничних станів);

- після включення у роботу - на повне експлуатаційне навантаження (розрахунок виконується тільки за двома групами граничних станів);

Для залізобетонних конструкцій, що мають значні ушкодження (руйнування більше ніж 50% перерізу бетону й арматури), елементи підсилення необхідно розраховувати на сприйняття повного навантаження. При цьому конструкція, що підсилюється в розрахунок не приймається.

Рівень завантаження конструкцій, що підсилюються, як правило обмежують такими величинами (в частках від розрахункового навантаження):

- 0.65 – для залізобетонних конструкцій (за неможливістю досягнення потрібного ступеня розвантаження дозволяється виконувати підсилення під більшим навантаженням, при цьому треба вводити коефіцієнти умов роботи бетону і арматури $\gamma_{br} = \gamma_{srt} = 0.8$);

- 0.8 - для сталевих конструкцій із застосуванням зварювання, які сприймають навантаження;

- 0.4(0.2) – для сталевих конструкцій із застосуванням зварювання, які сприймають безпосередньо рухомі і динамічні (вібраційні) навантаження).

Якщо зазначені умови не виконуються, то необхідне попереднє розвантаження конструкцій або вжиття спеціальних технологічних заходів, що забезпечують обмеження деформацій зварних конструкцій.

1.3. Огляд експериментальних досліджень підсилення будівельних конструкцій зовнішнім сталевим армуванням

Причини та способи підсилення будівельних конструкцій були проаналізовані в роботах багатьох вчених: Барашикова А.Я. [10,11], Бондаренко С.В [15,16,17], Голишева А.Б [33], Клименка Є.В [58], Шагін А.Л. [146,147], Мальганова А.И [84], Онуфрієва Н.М [95,96]. та інших. Більшість вчених у своїх роботах підкреслюють, що для вирішення питання прогнозованої оцінки напруженого стану згинальних елементів після їх підсилення, необхідно визначати напружений стан елементів до підсилення та забезпечення сумісної роботи двох складових елементів – елемента, що підсилюється та елемента, що виконує роль підсилення.

За ствердженням більшості дослідників найбільшого економічного ефекту дає використання методу збільшення міцності та деформативності згинальних елементів шляхом нарощування перерізу розтягнутої зони елемента додатковою арматурою.

Дослідженню будівельних конструкцій, що посилені зовнішнім сталевим армуванням, присвячені роботи таких закордонних вчених як: Ейджі Йошида [162], Окамура [161], Балуха [154], Ирвина [156], Робертса та ін. [160].

Розв'язанням проблеми вивчення та дослідження клейових з'єднань займаються багато вітчизняних вчених, таких як: М.С. Золотов [47-52], Н.М. Золотова [54,54], Л.М. Шутенко [148], О.О. Гвоздєв [29-31]. Їхні наукові дослідження були присвячені вивченню несучої здатності клейового з'єднання на розтяг, стиск, зсув та зріз при використанні акрилових клеїв.

Широке розповсюдження в Європі в ХХст. набув метод підсилення конструкцій шляхом приклеювання сталевих пластин в розтягнутій зоні елемента, який підсилюється. Такий спосіб виявився досить ефективним для збільшення несучої здатності залізобетонних конструктивних елементів, особливо мостових конструкцій.

Для підсилення використовуються тонкі пластини з низьковуглецевої сталі. Сталеві пластини закріплюються до бетонної поверхні за допомогою епоксидного клейового розчину, і таким чином утворюється утворювалась трьохкомпонентна система “Бетон - клеючий розчин - сталева пластина”.

Сталеві пластини збільшують не тільки опір залізобетонних плит та балок при дії згинального моменту, а також збільшують збільшують жорсткість всієї конструкції, що призводить до зменшення прогинів.

Використання зовнішнього підсилення в Великобританії почалося в 1975 році в період укріплення Квінтонських Мостів на автомагістралі М5.

Даної схеми дотримувалися також протягом багатьох років у дослідницьких роботах у Транспортній та дорожньо-дослідницькій лабораторії, спільно з виробниками клейових сумішей та Міністерства Транспорт. В рамках програм тестування, науково-дослідні роботи цього напрямку в основному проводилися у Шеффілдському університеті.

Розширена програма дослідницької роботи, яка проводилася в Шеффілдському університеті з кінця 1970х років, виявила ряд позитивних ефектів під час експлуатації та при граничних навантаженнях залізобетонних балок. При цьому використовувалося зовнішнє підсилення конструкцій металевими пластинами на епоксидному клею. Короткий огляд деяких знахідок дослідників у формі резюме запропонували Джонс та Суомі [157].

Підсилення існуючих конструкцій металевими пластинами також поширена у Швейцарії і досліджувалась в Швейцарських федеральних лабораторіях тестування та дослідження матеріалів (EMPA).

В результаті досліджень було встановлено ,що граничний стан підсиленних пластинами залізобетонних балок, був тісно пов'язаний з геометрією пластин поперечного перерізу.

При використанні тонких пластин руйнація зазвичай виникає при згинанні. Руйнування елемента відбувалося з кінців пластини разом з відривом захисного шару бетону.

Ці спостереження довели, що прості пружні поздовжні напруження при зсуві обернено пропорційні ширині пластини. Тому, при зменшенні ширини пластини, поздовжні дотичні напруження збільшуються. Крім того, при згинанні жорсткість пластини збільшується, в зв'язку з цим збільшуються напруження, перпендикулярні балці.

Однак, рівні напружень на кінцях металевої пластини розглядалися як ті, що набагато перевищують пружні характеристики.

Накопичення нормальних та дотичних напружень виникає на кінцях сталевих пластин, які знаходяться під дією згинального моменту. Це вважається результатом невідповідності жорсткостей пластини та бетону, які можуть бути «підігнані» лише внаслідок серйозної деформації клейового шару.

Зміни величин згинального моменту та деформації в клейовому шарі спричиняють виникнення осьового зусилля на кінцях зовнішньої пластини; це включає пікові напруження (в з'єднанні на поверхнях клей-пластина та клей-бетон), які можуть досягати критичних рівнів і призводити до руйнації зв'язку.

Величина цих напружень на кінцях сталевих пластин підсилених залізобетонних балок залежить від геометрії пластини підсилення, механічних характеристик клею та межі міцності при згині бетонної балки.

Вірогідність максимальних та дотичних напружень на кінцях пластини разом зі згинаючими напруженнями призводить до стану двоосьового напруження при розтягу, яке провокує тріщину, яка бере початок від кінця пластини і поширюється горизонтально аж до рівня внутрішньої арматури.

Граничний стан підсилених пластинами залізобетонних балок тісно пов'язаний з геометрією пластин поперечного перерізу. При використанні тонких пластин руйнація зазвичай виникає при згинанні. Однак, якщо відношення геометричних розмірів пластини є нижчим певної величини, відділення пластини від балки може виникнути, починаючи з кінця пластини разом з відривом захисного шару бетону. Ці спостереження доводять, що прості пружні поздовжні напруження

при зсуві обернено пропорційні ширині пластини. Тому, при зменшенні ширини пластини, поздовжні дотичні напруження збільшуються. На додаток, жорсткість при згинанні пластини збільшується, в зв'язку з цим збільшуються напруження, перпендикулярні балці.

Коли руйнація виникає в такий спосіб, найбільш доцільним стає використання більш пластичних клеїв. Як показали експерименти, виконанні Джонсом [159]: для балок, що підсилювались, використали клей з модулем пружності $1.0 \times 10^3 \text{мм}^{-2}$, – це значно покращило міцність зв'язку під час руйнації, під час відділення пластини, а при використанні клею з модулем пружності $10 \times 10^3 \text{мм}^{-2}$ було досягнуто набагато вищої міцності з'єднання.

Оскільки конструктивні переваги зовнішнього підсилення пластинами покращуються за допомогою використання щільнішого та більшого за розмірами металевого листу, запобігти відокремленню металу може допомогти влаштування анкерного кріплення пластини. Джонс (1988) опублікував результати теоретичних та експериментальних досліджень щодо вивчення проблеми анкерування на кінцях сталевих пластин [157]. Автор протестував низку залізобетонних балок, з метою порівняння схем анкерного кріплення кінців пластини.

Для експерименту Джонсом були запроєктовані балки довжиною 2500мм, що були підсилені металевими пластинами товщиною в 6мм, закріплені за допомогою епоксидним клеєм. В одному із зразків на кінцях пластини були влаштовані чотири болти, діаметром 6мм і заглиблені на 75мм. Водночас випробували кутові пластини різних розмірів. Одна з них перекривала область сколювання. Її порівняли зі зразками не заанкерованих пластин з відношенням b/t рівним 2/1; такі пластини зазнали руйнування при навантаженні, нижньому за прикладене до зразка балки, непідсиленої пластинами.

З'ясувалося, що деталь анкерування істотно не вплинула на відхилення в роботі балки. Використання болтів не запобігло руйнації зчеплення, проте повне відділення пластини не відбулось, а параметр міцності підвищився на 8% у порівнянні з балкою без сталевго підсилення. Одночасно виявилось, що анкерна

деталь впливає на пружність балок, яка була закріплена біля місця прикладення граничного навантаження.

Незакріплені балки не витримували навантажень. Балки з болтами або анкерними плитами мали однакову величину пружності.

Хусейн дослідив використання анкерних болтів на кінцях балок з металевими пластинами [161].

Хусейн і Джонс використали болти діаметром 15мм і заглибив їх на половину висоти балки. Це значно покращило пружну характеристику балки, підсиленої пластинами.

Виявилося, що анкерування кінців пластини не запобігає передчасній руйнації балок, хоча, в цьому випадку руйнування виникає в результаті діагональних тріщин, що виникали в області сколювання.

Джонсом було зазначено, що влаштування анкетування, при підсиленні залізобетонних балок сталевими пластинами потребує додаткових робіт на майданчику, а це, в свою чергу, значно збільшить собівартість технології влаштування такого типу підсилення. Однак, при підсиленні залізобетонних конструкцій сталевими пластинами обов'язково необхідно влаштовувати анкерування.

Висновки до розділу 1 та задачі дослідження

1. Аналіз вітчизняних та іноземних літературних даних, а також нормативних документів свідчить про те, що підсилення залізобетонних та сталевих залізобетонних конструкцій шляхом нарощування їх поперечного перерізу зовнішнім сальєвим армуванням є найбільш перспективним напрямком в практиці реконструкції і дозволяє одержати значний техніко-економічний ефект.

2. В сучасній будівельній практиці особливе місце займає метод підсилення, при якому сталеві пластини або сталеві елементи прикріплюються до конструкцій за допомогою клейового розчину, таким

чином створюється комплексна система “бетон (метал) – клейовий розчин – метал”. При цьому розширюється кількість варіантів вказаних армуючих систем, відповідно до конкретних задач підсилення.

3. Відображені в існуючих нормативних документах методи розрахунку підсилення залізобетонних та сталевих залізобетонних, шляхом нарощування додаткового армування, як виявляється, не є універсальними.

Так, сталеві залізобетонні конструкції, посилені зовнішнім сталевим армуванням мають свої конструктивні відмінності, які до цього часу нім не досліджувались. Подальший розвиток методів підсилення потребує створення уточненої методики розрахунку таких конструкцій та засобів експрес-обчислення.

На основі проведеного аналізу сформульовані наступні задачі дослідження:

1. Розробити конструкції сталевих бетонних балок та виконати їх підсилення зовнішнім сталевим армуванням.
2. Експериментально дослідити особливості роботи балок з використанням бетонів різних класів за міцністю, клейових розчинів та різних типів сталевих елементів підсилення.
3. Виявити закономірність зміни напружено-деформованого стану перерізу сталевих бетонних балок при дії згинального моменту до, та після підсилення і дослідити характер їх руйнування.
4. Розробити чисельні методи оцінки напружено-деформованого стану і методику розрахунку міцності досліджуваних конструктивних елементів.
5. Упровадити результати досліджень у практику проектування і будівництва.
6. Виявити техніко-економічну ефективність зовнішнього сталевих елементів підсилення в сталевих бетонних балках.

РОЗДІЛ 2

НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ І НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ЗГИНАЛЬНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ПОСИЛЕНИХ ЗОВНІШНІМ СТАЛЕВИМ АРМУВАННЯМ

2.1. Методичні основи розрахунку міцності та деформативності нормального прямокутного перерізу сталезалізобетонних балок

Загальні вимоги до ремонту і підсилення залізобетонних конструкцій приймаються у відповідності до розділу 1 ДБН В.3.1-1:2002 “Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій і основ промислових будинків та споруд”.

Будівельні конструкції, підсилені зовнішнім сталевим армуванням, повинні задовольняти вимогам:

- безпеки (за несучою здатністю);
- експлуатаційній придатності;
- довговічності;
- додатковим вимогам, які вказані в завданні на проектування підсилення.

Підсилення будівельних конструкцій слід забезпечувати на всі види граничних станів розрахунком, вибором показників якості матеріалів, призначенням розмірів та конструюванням згідно вимогам ДБН В 1.2-14 “Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ”, ДБН В 2.6-98 та ДСТУ Б В 2.6-156 і даних Рекомендацій.

Принципових відмінностей у підходах щодо розрахунку міцності нормальних перерізів згинальних елементів, посилені зовнішнім сталевим армуванням, не існує, в порівнянні зі звичайними залізобетонними елементами.

Досвід та відомості, що накопилися на протязі багатьох років, щодо особливості напружено-деформованого стану перерізів в стадіях, що наближені до руйнування, детальне вивчення непружних властивостей бетону і арматури, а також використання в розрахунках спадної гілки повної діаграми деформування бетону призвели до того, що в більшості нормативних документах розвинутих країн впроваджено метод розрахункових граничних станів [92].

Основними передумовами цього методу є:

- прийняття гіпотези плоских перерізів (гіпотеза Бернуллі), згідно якої, вважається, що граничні деформації крайніх волокон стиснутої зони бетону можуть досягти значень $\varepsilon_b=0.002-0.0035$, а в арматурі $\varepsilon_s=0.002-0.01$.
- заміна фактичної криволінійної епюри напружень в стиснутій зоні бетону після досягнення перерізом граничного стану прямокутником напружень з фіктивною (зменшеною) висотою. Пріоритет в прийнятті цієї передумови належить А.Ф. Лолейту та О.О. Гвоздеву [29].
- бетон розтягнутої зони після досягнення нормальним перерізом граничного стану в роботі не враховується
- відмова від прийняття лінійного закону розподілу напружень в стиснутій зоні бетону в стадіях, що наближені до руйнування, тобто замість трикутної епюри напружень приймається криволінійна епюра, що повністю відповідає експериментальним даним для конструкцій з ординарних бетонів.

Розрахунок міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі згинальних елементів будь-якого профілю, за нормами [120] ґрунтується на таких передумовах:

1. Розглядається граничний напружено-деформований стан нормального перерізу, за якого напруження в арматурі досягають фізичної або умовної границі текучості, а в бетоні – тимчасового опору осьовому стиску R_b .

2. Граничні деформації крайнього волокна стиснутого бетону і розтягнутої арматури (рис. 2.1, б) не перевищують таких значень: $\varepsilon_b=0.002$ якщо $\gamma_{b2} \geq 1$ і $\varepsilon_b=0.0025$ якщо $\gamma_{b2} < 1$.

3. Опір бетону на розтяг приймається таким, що дорівнює нулю, тобто розтягнута частина бетону, яка розташована нижче від нейтральної осі, не враховується (рис. 2.1, а).

Коефіцієнт $\gamma_{b2} < 1$ враховує можливе зниження міцності бетону при тривалій дії навантаження і, відповідно, підвищення деформативності бетону.

4. Точка прикладання рівнодійної всіх стискаючих напружень в бетоні розрахункової епюри (рис. 2.1, в) збігається з точкою прикладання такої ж рівнодійної стискаючих напружень у фактичній епюрі

5. Криволінійна епюра напружень в стиснутій зоні бетону з висотою x_1 (рис. 4.1, а) замінюється умовним прямокутним блоком напружень із зменшеною висотою x (рис. 4.1, в) при збереженні максимального рівня напружень $\sigma_b=R_b$.

6. Рівнодійні стискаючих напружень фактичної і розрахункової епюр повинні дорівнювати:

$$b \cdot x \cdot R_b = \omega \cdot b \cdot x_1 \cdot R_b; \quad (2.1)$$

де b – ширина перерізу;

x – висота стиснутої зони бетону;

R_b – призмova міцність бетону;

ω – коефіцієнт повноти епюри, що залежить від міцності бетону визначається за емпіричною формулою:

$$\omega = \alpha - 0,008R_b. \quad (2.2)$$

Коефіцієнт α приймається для важких бетонів 0.85, для легких 0.8

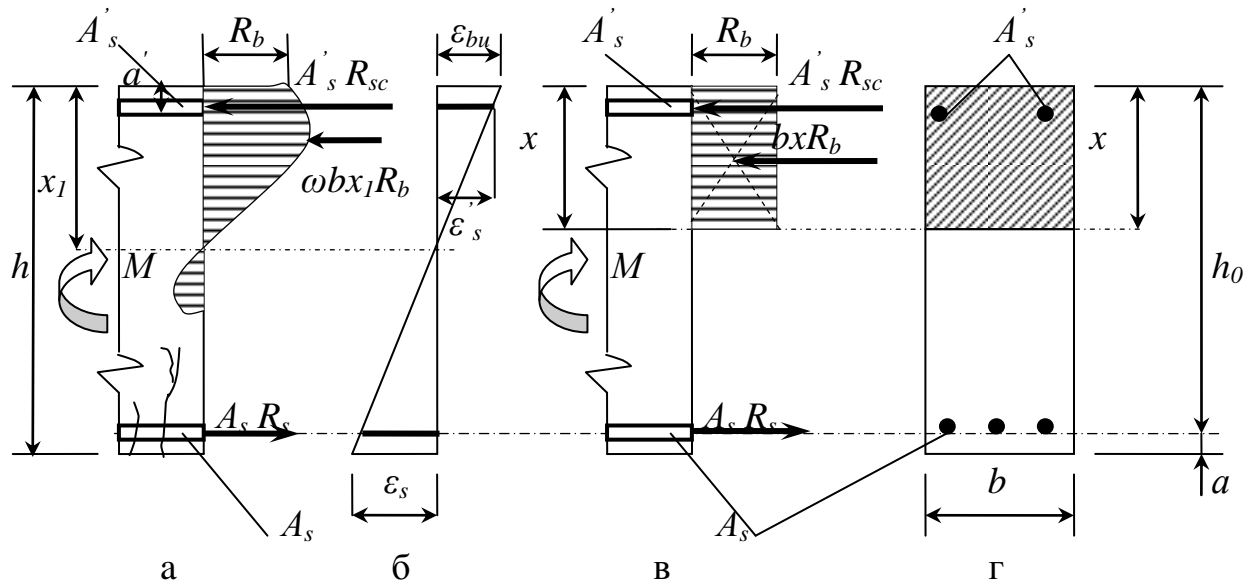


Рисунок 2.1 – Схема зусиль в нормальному до поздовжньої осі згинальних елементів перерізі під час їх розрахунку за міцністю:
 а – фактична схема зусиль; б – еюра деформацій; в – розрахункова схема зусиль; г – поперечний переріз

7. Стискаючі напруження в арматурі A'_s , що розташована в стиснутій зоні бетону, відповідають граничним деформаціям стиснутої зони, перевищення яких могло б порушувати зчеплення арматури і бетону.

Приймаючи $\varepsilon_{bu} = \varepsilon_s$, отримаємо:

$$R_{sc} = E_s \cdot \varepsilon_s = E_s \cdot \varepsilon_{bu} < R_s; \quad (2.3)$$

якщо $\gamma_b \geq 1$ і $\varepsilon_{bu} = 0.002$; $R_{sc} = 400$ МПа;

якщо $\gamma_b < 1$ і $\varepsilon_{bu} = 0.0025$; $R_{sc} = 500$ МПа.

Якщо одночасно вичерпується міцність стиснутої зони бетону і розтягнутої арматури, висота стиснутої зони x набуває граничного значення x_R . Величина x_R є границею між руйнуванням не переармованих перерізів, що супроводжуються текучістю арматури та інтенсивним проявом непружних деформацій бетону, і руйнуванням переармованих перерізів, які супроводжуються вичерпанням міцності стиснутої зони бетону і не вимагають досягнення в розтягнутій арматурі границі текучості.

В нормах [120] найчастіше використовують не абсолютне значення граничної висоти стиснутої зони x_R , а її відносне значення, що називається граничним значенням відносної висоти стиснутої зони бетону:

$$\xi_R = x_R / h_o. \quad (2.4)$$

Якщо виявиться, що $x_R < \xi_R h_o$, то переріз розглядається як з одиночним звичайним армуванням. Якщо $x_R > \xi_R h_o$, то переріз розглядається як переармований, що робить необхідним постановку або врахування в розрахунках стиснутої арматури A'_s

Таким чином, граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону залежить від деформативних властивостей арматури та бетону, які можна визначити із дослідів. Проте діючі норми рекомендують визначити ξ_R за емпіричною формулою:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + (R_s / \sigma_{scu}) \cdot (1 - \omega / 1.1)}, \quad (2.5)$$

де σ_{scu} – граничне напруження в стиснутій арматурі, що досягає значення 400 МПа якщо дія навантаження короткотривала ($\gamma_{b2} \geq 1$), і 500 МПа – якщо дія навантаження тривала ($\gamma_{b2} < 1$).

Розрахунки міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі сталезалізобетонних балок, посилених зовнішнім сталевим армуванням, рекомендується проводити аналогічно розрахунку міцності, як звичайних залізобетонних балок, але деякі аспекти визначення несучої здатності елементів потрібно уточнювати, оскільки в роботу включається не тільки стрижнева, а й листовая арматура.

Огляд і аналіз методів розрахунку напружено-деформованого стану елементів конструкцій складає уяву про відповідність реальних параметрів результатів обчислень.

На практиці, нерідко задовольняються одержанням лише приближеними параметрами до реальних характеристик.

Проте, у деяких випадках буває необхідно точно визначити несучу здатність конструкції та максимальні прогини. В цих випадках існуючі методи розрахунку потребують суттєвого коригування з метою підвищення точності і надійності результатів обчислення, а також їх більшої відповідності реальним показникам несучої здатності і деформативності конкретної конструкції.

В практиці будівництва будівельних конструкцій зазвичай виникає необхідність точно описати напружено-деформований стан елемента. Звичайно буває достатньо з необхідною точністю визначити несучу здатність елемента і максимальні прогини. Таким чином, існує необхідність уточнення існуючих методів розрахунку, що дозволить оцінити несучу здатність і деформативність конструкції.

При розгляданні напружено-деформованого стану сталезалізобетонних елементів, посилених зовнішнім сталевим армуванням прийняті наступні передумови:

- гіпотеза плоских перерізів;
- дотримання умови статичної рівноваги:

$$\sum N_i = 0; \sum M_i = 0. \quad (2.6)$$

При цьому опір бетону на розтяг приймається рівним нулю;

- опір бетону на стиск умовно представляється напруженням, рівним R_b , (помножений, в необхідних випадках на коефіцієнт умов роботи), рівномірно розподіленим по частині стиснутої зони;

- стискаючі напруження в листовій і стрижневій арматурі приймаються не більшими розрахункових опорів на стиск R_y і R_{sc} , помноженими (в необхідному випадку) на коефіцієнт умов роботи;

- розтягуючі напруження в листовій і стрижневій арматурі приймаються не більше розрахункових опорів розтягу R_y і R_s , помноженими, в необхідних випадках, на коефіцієнт умови роботи;

Як було визначено в експериментальній частині роботи при випробуванні всіх балок на згин руйнування проходило по нормальному

перерізі. Причиною руйнування було досягнення напружень межі текучості сталевий сталевий елементу підсилення та відривом його від сталевий залізобетонної балки, яка підсилювалась, з подальшим руйнуванням бетону в стиснутій зоні перерізу.

Оцінка міцності елементів для вказаних форм руйнування може бути представлена на основі сумісного рішення рівноваги поздовжніх сил в залежності від схеми внутрішніх зусиль. В даному випадку розглядається дві розрахункові схеми зусиль і напружень нормального перерізу.

Перевірку міцності нормальних перерізів сталевий залізобетонного згинального елемента, як не підсиленого, так і підсиленого, виконують, виходячи з умови:

$$M < M_{ult} \quad (2.7)$$

Для симетричного перерізу відносно площини дії згинального моменту та додатковому армуванні сталевий елементом, що розташований в розтягнутій зоні, розрахункове зусилля має вигляд:

$$M < R_f S_f + R_s S_s + R_{sc} S_{sc} \quad (2.8)$$

Висоту стиснутої зони знаходимо, використовуючи рівняння рівноваги:

$$R_b A_b + R_{sc} A'_s - R_s A_s - R_f A_f = 0 \quad (2.9)$$

Висоту стиснутої зони x під час руйнування підсиленого перетину по арматурі та зовнішнього сталевий армування ($\xi < \xi_{Rf} < \xi_R$) визначаємо по формулі:

$$\chi = \frac{R_{rf} + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} \quad (2.10)$$

Тоді значення M_{ult} може бути виражено наступним рівнянням:

$$M_{ult} = A_{rf} R_{rf} (h - 0.5x) + A_s R_s (h_0 - 0.5x) + A'_s R'_s (0.5x - a'); \quad (2.11)$$

Висоту стиснутої зони x під час руйнування бетону стиснутої зони підсиленого перетину та досягнення в розтягнутій та стиснутих зонах стрижневою арматурою напруг, рівним межі текучості, визначається за формулою:

$$\chi = \frac{R_{rf} A_{rf} + R_s A_s - R_{sc} A_s}{R_b b} \quad \text{при } \xi_{Rf} < \xi < \xi \quad (2.12)$$

Тоді згинальний момент буде виражено наступним рівнянням:

$$M_{ult} = S_f R_f (h - 0.5x) + A_s R_s (h_0 - 0.5x) + A'_s R'_s (0.5x - a'); \quad (2.13)$$

У випадку, коли напруги в розтягнутій зоні стрижневої арматури та в сталевому елементі підсилення на досягли межі текучості, а міцність бетону вичерпана та напруги в арматурі стиснутої зони досягли межі текучості, висота стиснутої зони визначається за формулою:

$$\chi = \frac{\sigma_f A_f + \sigma_s A_s - R_{sc} A_s}{R_b b} \quad \text{при } \xi_{Rf} < \xi_R < \xi \quad (2.14)$$

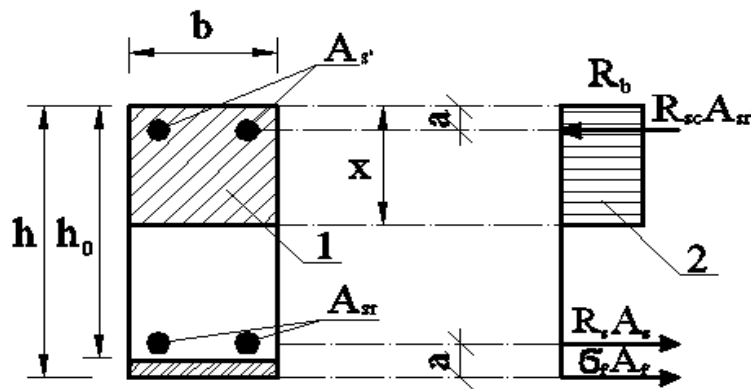


Рис. 2.2. Схема розташування зусиль в поперечному прямокутному перетині підсиленого елемента

Тоді згинальний момент буде виражено наступним рівнянням:

$$M_{ult} = A_f \sigma_f (h - 0.5x) + A_s \sigma_s (h_0 - 0.5x) + A'_s R'_s (0.5x - a') \quad (2.15)$$

Напруження, що виникають в сталевому елементі та стрижневій арматурі можуть бути визначені за формулою:

$$\sigma = \frac{\varepsilon_{bu1} E_s}{1 - \frac{\omega}{1.1}} \times \left(\frac{\omega}{\xi} - 1 \right) \quad (2.16)$$

$$\sigma = \frac{\varepsilon_{bu1} E_f}{1 - \frac{\omega}{1.1}} \times \left(\frac{\omega}{\xi_f} - 1 \right) - \varepsilon_{bi} E_f \quad (2.17)$$

При розрахунку висота стиснутої зони визначається ітераційно. На першому етапі висоту стиснутої зони розраховуємо за формулою (2.14). Потім визначаються на пруги в стрижневій арматурі та елементі підсилення, перевіряючи рівновагу внутрішніх сил. Якщо умови рівноваги не виконуються, тоді висота стиснутої зони повинна бути відкоригована.

По запропонованій методиці були розраховані дослідні зразки і співставленні із експериментальними значеннями, що наведені в таблиці 2.1.

Отже, результати експериментальних і теоретичних значень дозволяють вважати, що метод за граничними станами не дає достатньої точності результатів і потребує більш глибокого вивчення та вдосконалення розрахунку.

Таблиця 2.1

**Порівняння теоретичних і експериментальних значень
несучої здатності дослідних зразків**

Зразки	Згинальний момент, кН·м		
	Експериментальний	Теоретичний	Розбіжність, %
Б-III-1	32,71	32,53	-0,5
Б-III-2	45,80	38,91	-17,7
Б-III-3	50,04	40,24	-24,3
Б-IV-1	79,29	71,20	-11,4
Б-IV-2	88,99	77,56	-14,7
Б-IV-3	92,37	78,91	-17,0
Середнє арифметичне значення (відношення $M_{\text{теор.}}/M_{\text{експ.}}$)			0,88
Середнє квадратичне відхилення			0,0589
Коефіцієнт варіації			0,067

2.2. Розрахунок прогину сталезалізобетонних балок, посиленних зовнішнім сталевим армуванням за наближеною методикою

Прогини сталезалізобетонних балок визначаються за загальними правилами будівельної механіки залежно від згинальних та осьових деформаційних характеристик елементів в перерізах по їх довжині (кривизн, кутів зсуву і т. д.) та критеріїв обмежених пластичних деформацій.

Величину прогину сталезалізобетонних балок, що підсиленні зовнішнім сталевим армуванням на етапі проектування визначаємо за залежністю (2.18), а на етапі підсилення – за залежністю (2.19):

$$f = f_M k_f^{pl} - f_{CP} k_f^{pl} ; \quad (2.18)$$

$$f = f_O k_f^{pl} + f_M k_f^{pl} - f_{CP} k_f^{pl} ; \quad (2.19)$$

де:

f_m – величина прогину балки від дії зовнішніх навантажень (згинального розрахункового моменту M на стадії проектування, чи $M-M_0$ – на стадії підсилення) без урахування зусилля P_0 від зовнішнього сталевих армування, які прикладені у її прогоні (l);

f_0 – величина початкового (існуючого) прогину балки від дії постійно діючих зовнішніх навантажень (згинального моменту – M_0) без урахування зусилля P_0 від зовнішнього сталевих армування;

f_{CP} – величина прогину балки від дії зусилля P_0 від зовнішнього сталевих армування;

$k_{fpl} = f_{pl}/f$ – коефіцієнт, який враховує відношення прогину балки при розвитку в крайньому верхньому волокні її перерізу відносних деформацій, що перевищують критерій обмежених пластичних деформацій $\varepsilon_{max} \geq 0,001$ (пружно-пластична робота перерізу балки), до прогину балки, коли в крайньому верхньому волокні її перерізу відносні деформації не перевищують критерій обмежених пластичних деформацій $\varepsilon_{max} < 0,001$ (пружна робота розрахункового перерізу балки).

Для вільно обпертих балок постійного по довжині перерізу величину прогинів f_m і f_0 визначаємо, приймаючи кривизну, яка змінюється пропорційно значенню згинального моменту, за формулою (2.20):

$$f_M = S \cdot l^2 \left(\frac{1}{r} \right); \quad (2.20)$$

де: S – коефіцієнт, значення якого визначається за правилами будівельної механіки залежно від розрахункової схеми елемента і виду завантаження зовнішніми зусиллями;

$\frac{1}{r}$ - кривизна в перерізі з найбільшим згинальним моментом від навантаження, при якому визначається прогин;

l – розрахунковий проліт балки.

Значення коефіцієнта S при визначенні прогину вільно обпертої балки під час дії на відстані a від її опор двох симетрично зосереджених зовнішніх сил визначаємо за формулою (2.21):

$$S = \frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2}; \quad (2.21)$$

Кривизна $\frac{1}{r}$ сталезалізобетонних балок від дії зовнішніх навантажень, визначається за формулою:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{0.85 \cdot I_{red} E_c}; \quad (2.22)$$

де: M – розрахунковий згинальний момент M чи початковий M_0 , що діє в розрахунковому перерізі балки;

$0,85$ – коефіцієнт, що враховує розвиток не пружних деформацій бетону за час прикладання і дії короткочасного навантаження, при дії постійно діючого навантаження чи короткочасного навантаження довготривалої дії приймається рівним значенню $0,4$;

E_c – модуль пружності бетону;

I_{red} – момент інерції розрахункового перерізу балки, приведеного до бетонного перерізу без урахування його розтягнутої зони (з урахуванням появи у ньому нормальних тріщин), який визначається за формулою (2.23):

$$I_{red} = b_c Y_B^3 / 3 + \alpha_{a1} [I_a + A_a (Y_H - h_a / 2 - C_z)^2] + \alpha_{a2} A_{sp} C_p^2 \quad (2.23)$$

де: b_c – розрахункова ширина бетонного перерізу балки ($b_c = b - tw$);

Y_b, Y_h – висоти розрахункового перерізу балки відповідно від верхньої і нижньої граней до горизонтальної нейтральної його вісі ($h = Y_b + Y_h$);

I_a, A_a, h_a – відповідно момент інерції, площа та висота конструктивного приведенного двотаврового сталюого профілю;

A_{sp} – сумарна площа перерізу зтяжок;

C_z – висота захисного шару бетону перерізу балки на рівні її нижньої грані;

C_p – висота від геометричної вісі перерізу зтяжок до горизонтальної нейтральної вісі розрахункового перерізу балок;

α_{a1}, α_{a2} – відповідно коефіцієнт приведення площ перерізу балки та металевому елементу підсилення, що визначаються за формулою (2.24):

$$\alpha_{a1} = \frac{E_a}{E_c}, \alpha_{a2} = \frac{E_{sp}}{E_c} \quad (2.24)$$

де: E_a, E_c та E_c – відповідно модулі пружності бетону, сталі конструктивного приведенного двотаврового сталюого профілю та сталі елементу підсилення.

Момент інерції розрахункового приведенного перерізу підсиленої сталезалізобетонної балки до появи в ньому нормальних тріщин визначається за формулою (2.25):

$$I_{red} = b_c h_B^3 / 12 + \alpha_{a1} [I_a + A_a (Y_H - h_a / 2 - C_z)^2] + \alpha_{a2} A_{sp} C_p^2 \quad (2.25)$$

Підставивши відповідний коефіцієнт S та кривизну $1/r$ у вираз (2.23) і зробивши математичні перетворення, отримаємо значення прогинів f_m і f_0 :

$$f_m = \frac{M}{0.85 \cdot I_{red} \cdot E_c} \cdot \left(\frac{3l^2 - 4a^2}{24} \right); \quad (2.26)$$

$$f_o = \frac{M_o}{0.4 \cdot I_{red} \cdot E_c} \cdot \left(\frac{3l^2 - 4a^2}{24} \right) \quad (2.27)$$

де: a – відстань від зосередженої сили до опори балки;

Кривизна $1/r_{cp}$ та прогин (f_{cp}) сталезалізобетонних балок від дії зусилля елемента підсилення P_o , визначається відповідно за формулами (2.28) та (2.29):

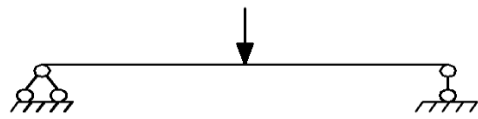
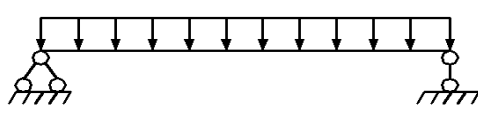
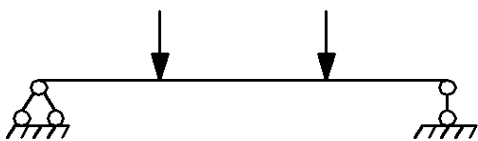
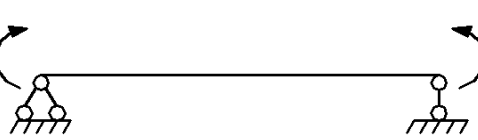
$$\left(\frac{1}{r} \right)_{cp} = \frac{P_o C_p}{0.85 \cdot I_{red} E_c} ; \quad (2.28)$$

$$f_{cp} = \frac{0.125 \cdot P_o \cdot C_p \cdot l^2}{0.85 \cdot I_{red} \cdot E_c} ; \quad (2.29)$$

Значення коефіцієнта k_f^{pl} , що враховує пружно-пластичну роботу розрахункового перерізу балки, визначаємо за даними таблиці 2.2, відповідно схеми завантаження балки і значення граничної відносної деформації, яке приймається при проектуванні відповідно значенням ε_{cu} чи ε_{au} , а при перевірному розрахунку прогину – за розрахунком граничних деформацій в крайньому верхньому волокні перерізу балки при дії визначеного навантаження.

Таблиця 2.2

Значення коефіцієнта k_f^{pl} залежно від схеми завантаження балки і значення граничної відносної деформації в крайньому верхньому волокні розрахункового перерізу СЗБ балки ϵ_{max}

№ п.п	Схема завантаження балки	ϵ_{max}		
		0.001	0.002	0.004
1		1,1	1,2	1,4
2		1,3...1,2	1,6...1,4	2,2...1,6
3		1,2...1,15	1,4...1,3	1,8...1,6
4		1,25...1,2	1,5...1,4	2,0...1,8
5	Рухоме навантаження	1,6...1,4	-	-

Перші значення в таблиці 2.1 відповідають перерізу балки, що має симетричний переріз: $A_f/A_w \leq 2$, а другі значення – коли переріз балки має несиметричний переріз: $A_f^{верх}/A_w \leq 2$, $A_f^{нижн}/A_w \leq 0,2$ чи $A_f^{верх}/A_w \leq 0,2$, $A_f^{нижн}/A_w \leq 2$.

2.3. Розрахунок підсилення залізобетонних конструкцій, що згинаються, листовою і жорсткою арматурою

Підсилення залізобетонних конструкцій, що згинаються, за допомогою листової сталі, що використовується в якості додаткової розтягнутої арматури, яка кріпиться до конструкції за допомогою анкерів, або

приклеюється в підсилювальній зоні. В цьому випадку виконується розрахунок анкерування листів підсилення.

Листова арматура може також використовуватися для підсилення конструкцій, що згинаються, на сприйняття поперечних сил. Тоді вона приклеюється на бічні поверхні балок.

Жорстка арматура зі сталевих прокатних профілів може бути використана для підсилення згинальних залізобетонних елементів можуть бути використані:

- як додаткове армування стисненої або розтягнутої зони;
- як пружну опору без забезпечення зчеплення сталеві балки з бетоном;
- в якості попередньо-напруженої затяжки підсилення (горизонтальної, шпренгельної або комбінованої);
- в якості об'єднувальних елементів при підсиленні вузлів обпирання балкових елементів;
- в якості решітчастих конструкції (ферми) при підсиленні залізобетонних балок;

Розрахунок міцності і жорсткості залізобетонних балок, підсиленних улаштуванням додаткової арматури (листової або жорсткої) у розтягненій зоні зручніше проводити за приведеною площею до арматури у розтягненій зоні:

$$A_{s,red} = A_s + A_{ss} \frac{R_{ss}}{R_s}; \quad (2.30)$$

Робочу висоту елементів приймають рівною приведений висоті:

$$h_{0,red} = h_0 + \frac{R_{ss} + A_{ss}}{R_s A_{s,red}} (h_{0s} h_0), \text{ де} \quad (2.31)$$

$A_{s,red}$ - приведена площа перерізу повздожньої арматури підсилювального елемент;

A_{ss} - площа перерізу додаткової арматури підсилення;

R_s, R_{ss} - розрахунковий опір відповідно арматури підсилювального елемента і додаткової арматури;

h_0, h_{0s} - відстані до стисненої грані елемента відповідно від центра ваги підсилювального елемента до додаткової арматури;

Для прямокутного перерізу рівняння рівноваги буде мати вигляд:

$$M = R_b b x (h_{0,red} - 0.5x) + R'_{sc} A'_c (h_{0,red} - a') \quad (2.32)$$

Підставляючи в рівняння рівноваги значення висоти стисненої зони бетону:

$$x = \frac{R_s A_{s,red} - R'_{sc} A'_c}{R_b b} \quad (2.33)$$

Приймаючи приведену висоту підсилювального елемента при ($R_s = R_{ss}$) і розв'язавши рівняння відносно $A_{s,red}$, одержимо:

$$A_{s,red} = \frac{B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}, \text{ де} \quad (2.34)$$

$$A = \frac{R_s^2}{2bR_b}; B = \frac{R'_{sc} A'_c R_s}{bR_b} + R_s h_{0,red}$$

$$C = M + R'_{sc} A'_c (h_{0,red} - a') - \frac{(R'_{sc} A'_c)^2}{2bR_b}$$

Без урахування стисненої арматури

$$A = \frac{R_s^2}{2bR_b}; B = R_s h_{0,red}; C = M_n, \text{ де} \quad (2.35)$$

M_n - розрахунковий згинальний момент у розтягнутому перерізі елемента після завантаження його повним навантаженням після підсилення.

Площа перерізу додаткової арматури визначається з виразу:

$$A_{ss} = (A_{s,red} - A_s) \frac{R_s}{R_{ss}} \quad (2.36)$$

Загальна площа арматури підсилювального елемента повинна задовольняти умови:

$$A_{s,red} \leq \xi_R b h_{0,red} \frac{R_b}{R_s} \quad (2.37)$$

При $A_{s,red} > \xi_R b h_{0,red} \frac{R_b}{R_s}$ необхідно підсилення стисненої зони елемента.

При перевірці міцності підсиленого перерізу або при визначені площі арматури розрахунок можна зробити, виходячи з рівнянь рівноваги підсиленого елемента:

$$\begin{aligned} M &= R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') - R'_{ss} A_{ss} (h_{0,s} - h'_0); \\ R_b b x + R_{sc} A_s - R'_{ss} A_{ss} - R_s A_s & \end{aligned} \quad (2.38)$$

Якщо площа додаткової арматури наперед задана, то можна визначити висоту стисненої зони бетону:

$$x = \frac{R_s A_s + R'_{ss} A'_{ss} - R_{sc} A'_s}{R_b b}; \quad (2.39)$$

А з умов рівноваги можна визначити несучу здатність підсиленого перерізу. При цьому необхідно дотримуватися умови $\xi \leq \xi_R$.

Визначення зусилля зсуву на контакті між підсилювальним залізобетонним елементом і листовою арматурою підсилення обчислюється за формулою:

$$\tau = \frac{QS}{Ib}, \text{ де} \quad (2.40)$$

I - момент інерції підсиленого перерізу відносно нейтральної вісі;

Q - поперечна сила в розтягнутому перерізі;

S - статичний момент відносно нейтральної вісі частини перерізу, що зсувається.

Зв'язок додаткової листової арматури з посилюваним елементом може бути забезпечений за таких умов:

- за рахунок зчеплення захисно-конструкційним полімеррозчином;
- введенням додаткових сталевих зв'язків, встановлених у висверлені отвори;
- приваренням до оголеної арматури підсилювального елемента;
- за рахунок улаштування упорів за межами опор.

Міцність клейового з'єднання перевіряється за формулою:

$$\tau = T/b_s \leq R_{cl}, \text{ де} \quad (2.41)$$

T - сила зсуву, діюча на один погонний метр клейового з'єднання;

R_{cl} - розрахунковий опір зрізові клейового з'єднання бетон-метал, прийнятий за таблицю, визначений нормативними документами.

Силу зсуву рекомендується визначати за формулою:

$$T = \gamma_{cl} c \frac{Q A_s (h + 0.5 \delta_s - x/\varphi)}{B \psi_s / E_s}, \text{ де} \quad (2.42)$$

γ_{cl} - коефіцієнт умов роботи клейового з'єднання, який приймається

$\gamma_{cl}=1.0$ у зоні анкетування; $\gamma_{cl}=1.15$ поза зоною анкетування.

При цьому c - коефіцієнт, який враховує положення сталевих листів (зовнішньої, арматури) у прольоті підсилюваного елемента. $c=1$ приймається поза зоною анкетування, а в зоні анкетування визначається за формулою:

$$c = \frac{\left(\int_1^2 Q(x) dx \right)}{\left(\int_2^3 Q(x) dx \right)}, \text{ де} \quad (2.43)$$

$\int_1^2 Q(x) dx$ - площа епюри поперечних сил на ділянці l_0

$\int_2^3 Q(x) dx$ - площа епюри поперечних сил на ділянці l_a

Показник φ визначається за формулою 2.44.

$$\varphi = 1 - \frac{0.7}{100 \mu + 1}, \text{ де} \quad (2.44)$$

μ - відсоток армування підсилюваного елемента;

Для забезпечення сумісної роботи підсилюваного залізобетонного елемента з приклеєним сталевим листом анкера встановлюються опорних частинах. Анкер стрижня з привареної в тавр сталевій пластині встановлюють на епоксидному розчині в отворі просвердленому в бетоні

підсилюваної конструкції і сталевому листі. Площу анкерів рекомендується визначати за формулою:

$$A_{an} = \frac{0.5R_{cl}b_s l_{an}}{R_{an,sh}}, \text{ де} \quad (2.45)$$

l_{an} - довжина анкера; d - діаметр анкера.

Несуча здатність за нормальними та похилими перерізами елемента, підсиленого зовнішнім сталевим армуванням, може бути забезпечена тільки при забезпеченні необхідного опору зсуву по контакту “бетон-клей-сталь” і який повинен перевищувати розрахункову величину зсувного зусилля. В разі неможливості забезпечити необхідний опір зсуву шляхом безпосередньо приклеюванням композита до бетонної поверхні конструкції, необхідно встановити додаткові анкерні пристрої.

Величина довжини необхідного анкерного закріплення визначається за виразом:

$$l_w = \frac{\gamma_R \delta_{LD} t_L}{\tau_{RD}} + 0.5h \geq 0.5m, \text{ де} \quad (2.46)$$

l_w - довжина анкерного закріплення (м);

h - висота перерізу (м);

b_L - ширина стрічки (м); t_L - товщина стрічки (м);

$\gamma_R = 1,2$ - коефіцієнт надійності;

σ_{Ld} - розрахункове значення напружень в сталевому елементі стрічки підсилення в розрахунковому перерізі (МПа);

τ_{RD} - розрахункова міцність бетону на відрив, яка приймається згідно таблиці 4.1 (МПа);

β_m - заміряна міцність бетону на відрив при обстеженнях підсилюваної конструкції (МПа);

Z_{Ld} - зусилля, що повинно сприйматись анкерним закріпленням (МН);

f_{Lu} - міцність стрічки на розтяг (МПа).

Для нерозрізних балок розрахунковий переріз призначається в місці нульового моменту. Для розрізних балок розрахунковий переріз призначається на відстані 0,25l від грані опори або в місці, в якому

підсилення не потрібне (тобто, розрахунковий момент може сприйматися перерізом без підсилення).

У випадку, коли довжина зони анкетування більша ніж відстань від розрахункового перерізу до грані опори, потрібно збільшити ширину елементів підсилення або встановити додаткові анкери.

2.4. Розрахунок сталезалізобетонних згинальних елементів, посилені зовнішнім сталевим армуванням за допомогою МСЕ на ЕОМ

Використання сучасних програмних комплексів, надають користувачам практично необмежені можливості для розрахунку та проектування будівельних конструкцій, але також спостерігається тенденція не тільки традиційно визначати напружено-деформований стан, що відповідає окремій схемі, але й використовувати комп'ютерне моделювання процесів, пов'язаних з різними стадіями життєвого циклу споруди.

2.4.1. Опис реальних діаграм роботи матеріалів

Точність розрахунків за нормативною методикою розрахунку, яка покладена в основу відомої моделі розрахунку сталезалізобетонних конструкцій повністю залежить від точності вхідної інформації про фізико-механічні характеристики сталеві арматури.

Для врахування непружних властивостей листової і стрижневої арматури необхідно використовувати їх реальні діаграми „ $\sigma_y - \epsilon_y$ ” (рис. 2.3).

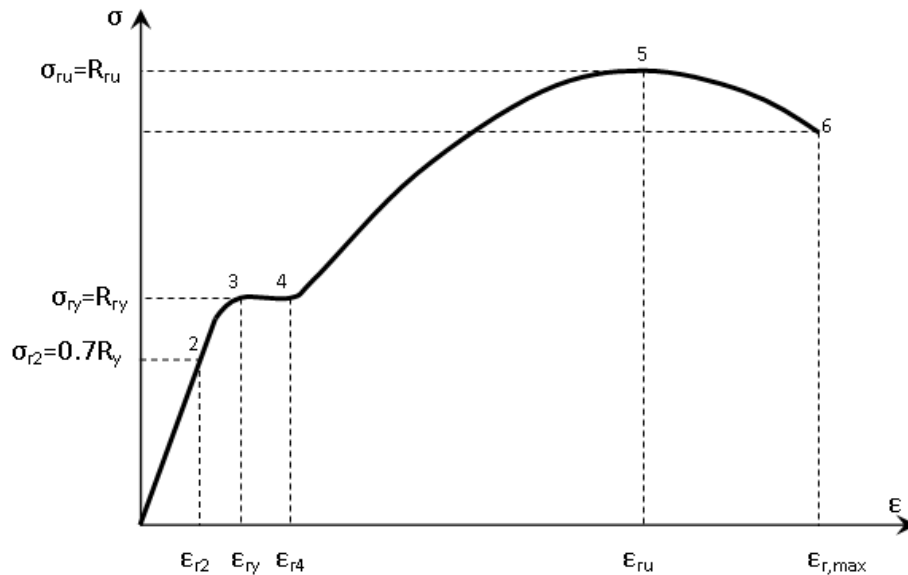


Рисунок 2.3 – Діаграма розтягу арматури

Форма реальної діаграми розтягу арматурної сталі є досить складною. Тому умовно її можна поділити на чотири основні ділянки. Перша ділянка діаграми відповідає пружній роботі сталі з початковим модулем E_o та границею пружності, що приблизно складає $\sigma_r \approx 0.6\sigma_{ry}$. Тут діє закон Гука, а вираз матиме вигляд:

$$\sigma_i = \varepsilon_i E \quad 0 \leq \varepsilon_i < \varepsilon_y \quad (2.47)$$

Починаючи від початку межі пружності до початку межі текучості, криволінійну ділянку опишемо залежністю, для опису діаграми стиску бетону:

$$\frac{\sigma_i}{\sigma_y} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad \eta = \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_y} \quad (2.48)$$

Для побудови кривої потрібно визначити три точки.

Якщо візьмемо початок координат за першу точку, тоді початок межі текучості є вершиною кривої. Таким чином, можна описати кривою другу ділянку, що лежить в межах:

$$\frac{0,6\sigma_y}{E} \leq \varepsilon_i < \varepsilon_y \quad (2.49)$$

Коефіцієнт k пропонуємо визначити із умови проходження кривої через точку межі текучості:

$$k = \frac{E^2 \sigma_y^2 - 1.2 \sigma_y \varepsilon_y E + 0.6 \sigma_y^2}{0.4 \sigma_y \varepsilon_y E}. \quad (2.50)$$

Третя ділянка описує межі текучості. Її подано прямою паралельно вісі абсцис, тобто:

$$\sigma_i = \sigma_y, \quad \varepsilon_y \leq \varepsilon_i < \varepsilon_{yn}. \quad (2.51)$$

Четверта ділянка розпочинається від кінця ділянки текучості і доходить до межі міцності. Початковою точкою цієї ділянки кривої є початок координат.

Проміжною - кінець ділянки текучості, а вершиною кривої – тимчасовий граничний опір.

Коефіцієнт k визначаємо із умови проходження кривої через вказані точки:

$$k = \frac{\sigma_y^2 - \eta_o^2 - 2\eta_o}{\eta_o - \sigma_y \eta_o}, \quad \eta_o = \frac{\varepsilon_{yn}}{\varepsilon_u}. \quad (2.52)$$

Слід відзначити, що як було встановлено в експериментах, отримані криві відповідають реальним діаграмам. При цьому, відхилення результатів лежить в межах 1...3 %.

Таким чином, статична модель напружено-деформованого стану конструкції, яка прийнята за основу розробленої методики по суті є нелінійною деформаційною моделлю.

Враховуючи гіпотезу плоских перерізів та сумісність деформування бетону з арматурою, деформації i -тої фібри листової арматури можна виразити:

$$\varepsilon_{ri} = \varepsilon_{bu} z_{ri} / x_f. \quad (2.53)$$

Згинальний момент, що сприймається стиснутою частиною армованого перерізу відносно нейтральної осі, знаходиться за формулою:

$$M_c = M_b + \sum_{i=1}^n M_{ri}, \quad \text{де} \quad (2.54)$$

M_b – згинальний момент, який сприймається стиснутою частиною

бетону щодо нейтральної осі переріза.

Використання одержаних нами експериментальних даних при розрахунках за існуючою методикою показало, що розбіжність результатів обчислень лежить в межах 1...3 %. Проте спостерігається значні зміни в контрольних точках кривої рис. 2.3. вздовж вісі X. Цей фактор повинен бути врахований в новій методиці розрахунку основних показників, які визначають реальний напружено-деформований стан підсиленої конструкції.

Алгоритм для розрахунку конструкцій був створений нами з використанням експериментальних. Цей алгоритм надано на рис. 2.4.

В основу алгоритму закладені положення, викладені нижче.

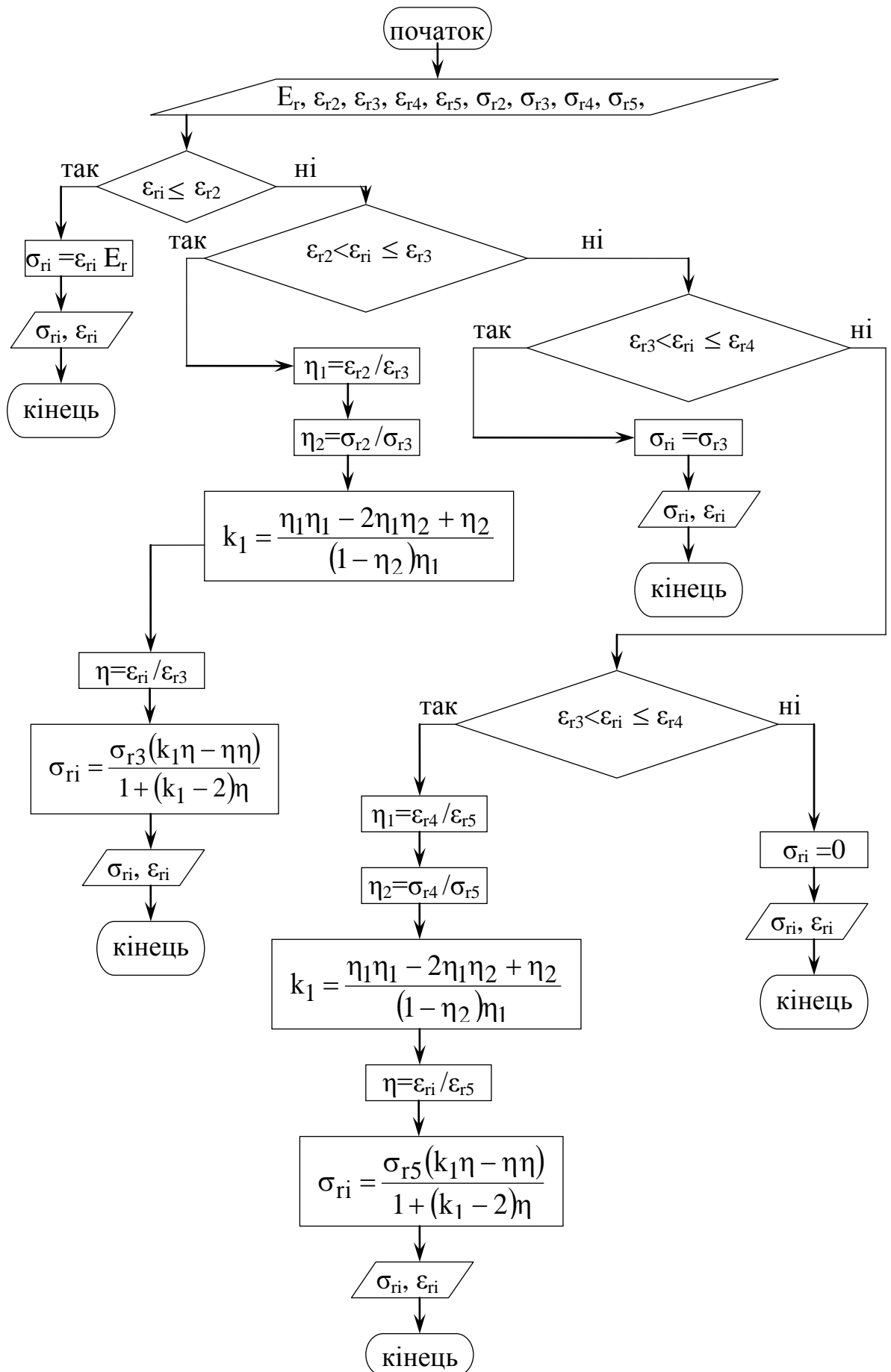


Рисунок 2.4 – алгоритм для визначення напружень в арматурі

M_{ri} – згинальний момент, що сприймається стиснутими фібрами вертикальних листів відносно нейтральної осі переріза,

$$M_{ri} = N_{ri} z_{ri}. \quad (2.55)$$

Після визначення всіх зусиль, знаходиться координата центра ваги епюри напружень в стиснутій зоні армованого перерізу відносно нейтральної вісі

$$y_o = M_c / N_c. \quad (2.56)$$

Міцність такого перерізу визначається згідно із розрахункової схеми внутрішніх зусиль визначається за формулою:

$$M_R = N_c \cdot Z_b - N_r \cdot Z_r, \text{ де} \quad (2.57)$$

Z_b – плече внутрішньої пари сил (відстань між рівнодіючою стиснутої частини армованого перерізу і розтягнутого нижнього сталевого листа) визначається згідно до розрахункової схеми за формулою

$$Z_b = y_o + h_o - x_f, \quad (2.58)$$

N_r – рівнодіюча розтягнутої частини вертикальних листів, яка визначається за формулою:

$$N_r = \sum_{i=1}^n \sigma_{ri} A_{ri}, \text{ де} \quad (2.59)$$

$i=1, 2, \dots, n$ – кількість фібр розтягнутої частини переріза листової арматури розміщених на відстані z_{ri} від нейтральної осі;

σ_{ri} – напруження i -го ряду розтягнутої фібри вертикальної листової арматури, що визначається за алгоритмом реальної діаграми „ $\sigma_y - \varepsilon_y$ ”.

ε_{ri} – деформація i -го ряду розтягнутої фібри вертикальної листової арматури

$$\varepsilon_{ri} = \varepsilon_{fy} z_{ri} / h_o - x_f, \text{ де} \quad (2.60)$$

ε_{fy} – гранична деформація розтягнутого нижнього сталевого листа, яку можна прийняти рівною фізичній або умовній межі текучості.

При опорі нижнього сталевго листа R_{fy} і модулі пружності E_f така деформація рівна:

$$\varepsilon_{fy} = R_{fy} / E_f \quad (2.61)$$

Z_r – плече внутрішньої пари сил (відстань між рівнодіючою розтягнутої частини переріза вертикальних листів і розтягнутого нижнього сталевго листа) визначається згідно розрахункової схеми за формулою:

$$Z_r = h_o - x_f - y_{or}, \text{ де} \quad (2.62)$$

y_{or} – координата центра ваги епюри напружень розтягнутої частини перерізу вертикальних листів відносно нейтральної вісі, яку визначають по аналогії y_{or}

Рівняння (2.57) буде використано для реалізації в числових експериментах ітераційного пошуку крайових критичних деформацій бетону ε_{bu} неоднорідно армованого перерізу в граничному стані. Для відшукування таких деформацій визначається екстремальне значення моменту при відповідному значенні крайових деформацій $\varepsilon_{b,max}$. Вибраний в процесі ітераційних наближень параметр $\varepsilon_{b,max}$ при екстремальному значенні функції (2.57) можна вважати крайовою критичною деформацією ε_{bu} . Згинальний момент, що визначений в останній ітерації, при значенні деформацій ε_{bu} можна вважати також критичними M_u .

Розроблена нами методика розрахунку, з урахуванням відповідних гіпотез та передумов, а також алгоритм, використана для визначення несучої здатності сталезалізобетонних балок серії Бм-1, Бм-2, Бм-3.

На базі цього алгоритму рис 2.5, розроблена програма розрахунку на ПЕОМ з використанням програми „MathCAD Professional” (додаток А), за допомогою якої отримані графіки $M_R - \varepsilon_{b,max}$ (рис. 2.5) та $M_R - f_{max}$ (рис. 2.6).

**Алгоритм розрахунку міцності нормальних перерізів згинальних
сталезалізобетонних елементів**

№ п/п	Розрахункові формули	Короткі пояснення, номера формул
1	$R_b, E_b, R_{yf}, E_f, A_f, t_w, b, h_o, n,$ $\varepsilon_{bR}, \varepsilon_{r2}, \varepsilon_{r3}, \varepsilon_{r4}, \varepsilon_{r5}, \sigma_{r2}, \sigma_{r3}, \sigma_{r4}, \sigma_{r5}$	Вихідні дані для розрахунку
2	$\varepsilon_{bR} = 0.0007R_b^{0.31}$	Критична деформація бетону при однорідному стику
3	$\varepsilon_{b,max} > \varepsilon_{bR}$	Визначення в першому наближенні деформацій в кінці повної діаграми $\sigma_b - \varepsilon_b$.
4	$C_1 = E_b$	Коефіцієнти C_i для моделювання сплайн-функції: (1.9) [110]
5	$C_2 = (3R_b - 2E_b\varepsilon_{bR}) / \varepsilon_{bR}^2$	(1.10) [110]
6	$C_3 = (E_b\varepsilon_{bR} - 2R_b) / \varepsilon_{bR}^3$	(1.11) [110]
7	$\bar{v}_b = R_b / (\varepsilon_{bR} E_b)$	Параметри для визначення коефіцієнта зміни січного модуля: (1.18) [110]
8	$\omega_1 = 1,4\bar{v}_b - 0,138$	(1.28) [110]
9	$\omega_2 = 1 - \omega_1$	(1.21) [110]
10	$a = 1 + 1,025\bar{v}_b^2 \omega_2 \varepsilon_{b,max}^2 E_b^2 / R_b^2$	(1.24) [110]
11	$b = 2\bar{v}_b + 1,025\bar{v}_b^2 \omega_1 \varepsilon_{b,max} E_b / R_b$	(1.25) [110]
12	$s = 0,1025\bar{v}_b$	(1.26) [110]
13	$v_b = (b + \sqrt{b^2 - 4as}) / (2a)$	Коефіцієнт зміни січного модуля, (1.23) [110]
14	$\bar{R}_{b,min} = \varepsilon_{b,max} E_b v_b$	Залишкова міцність бетону в кінці діаграми деформування при заданій деформації $\varepsilon_{b,max}$, (2.13) [110]
15	$a_R = \bar{R}_{b,min} / R_b$	Співвідношення міцностей бетону, залишкової і граничної, (1.15) [110]
16	$D_0 = R_b (a_R \varepsilon_{bR}^2 - 2 \varepsilon_{bR} \varepsilon_{b,max} + \varepsilon_{b,max}^2) / (\varepsilon_{bR} - \varepsilon_{b,max})^2$	Коефіцієнти D_i для моделювання сплайн-функції: (1.12) [110]
17	$D_1 = 2R_b (1 - a_R) \varepsilon_{bR} / (\varepsilon_{bR} - \varepsilon_{b,max})^2$	(1.13) [110]
18	$D_2 = R_b (a_R - 1) / (\varepsilon_{bR} - \varepsilon_{b,max})^2$	(1.14) [110]

19	$L_1 = C_1 \varepsilon_{bR}^2/2 + C_2 \varepsilon_{bR}^3/3 + C_3 \varepsilon_{bR}^4/4$	Коефіцієнти L_i для визначення складових рівнодіючої в неоднорідно стиснутому бетоні
20	$L_2 = D_0 \varepsilon_{bR} + D_1 \varepsilon_{bR}^2/2 + D_2 \varepsilon_{bR}^3/3$	Коефіцієнти L_i для визначення складових рівнодіючої в неоднорідно стиснутому бетоні
21	$N_{b1} = bhL_1/\varepsilon_{b,max}$	Складова рівнодіючої в бетоні при неоднорідному стиску
22	$N_{b2} = bh[(D_0 + D_1 \varepsilon_{b,max}/2 + D_2 \varepsilon_{b,max}^2/3 - L_2)/\varepsilon_{b,max}]$	Складова рівнодіючої в бетоні
23	$N_b = N_{b1} + N_{b2}$	Рівнодіюча в неоднорідно стиснутому бетоні
24	$A_{ri} = \frac{2t_w x_f}{n} [2i - (2i - 1)]$	Площа поперечного перерізу i -тої стиснутої фібри вертикальних сталевих листів
25	$A_{ri} = \frac{2t_w (h_0 - x_f)}{n} [2i - (2i - 1)]$	Площа поперечного перерізу i -тої розтягнутої фібри вертикальних сталевих листів
26	$z_{ri} = \frac{x_f}{2n} (2i - 1)$	Координата центра ваги i -тої стиснутої фібри вертикальних сталевих листів
27	$\varepsilon_{ri} = \varepsilon_{b,max} z_{ri} / x_f$	Деформація i -го ряду стиснутої фібри вертикальних сталевих листів
28	σ_{ri} – за блок-схемою визначення напружень в арматурі	Напруження i -го ряду стиснутої фібри площею A_{ri} , відповідної деформації ε_{ri}
29	$N'_{ri} = \sigma'_{ri} A'_{ri}$,	Рівнодіюча, що сприймається стиснутою фіброю вертикальних листів
30	$N_c = N_b + \sum_{i=1}^n N'_{ri}$	Рівнодіюча всіх внутрішніх зусиль, що сприймається стиснутою частиною армованого перерізу
31	$l_1 = C_1 \varepsilon_{bR}^3/3 + C_2 \varepsilon_{bR}^4/4 + C_3 \varepsilon_{bR}^5/5$	Коефіцієнти l_i для визначення складових моменту
32	$l_2 = D_0 \varepsilon_{bR}^2/2 + D_1 \varepsilon_{bR}^3/3 + D_2 \varepsilon_{bR}^4/4$	Коефіцієнти l_i для визначення складових моменту
33	$M_{b1} = bh^2 l_1 / \varepsilon_{b,max}^2$	Складова моменту, що сприймається стиснутим бетоном відносно нейтральної осі перерізу
34	$M_{b2} = bh^2 [(D_0/2 + D_1 \varepsilon_{b,max}/3 + D_2 \varepsilon_{b,max}^2/4) - l_2 / \varepsilon_{b,max}^2]$	Складова моменту
35	$M_b = M_{b1} + M_{b2}$	Момент, що сприймається стиснутим бетоном відносно нейтральної осі перерізу

36	$M_{ri} = N_{ri} z_{ri}$	Момент, що сприймається i -ми фібрами вертикальних листів стиснутої частини перерізу щодо нейтральної осі переріза
37	$M_c = M_b + \sum_{i=1}^n M_{ri}$	Момент рівнодіючої всіх внутрішніх зусиль стиснутої частини армованого перерізу відносно нейтральної осі
38	$y_o = M_c / N_c$	Координата центру ваги епюри напружень в стиснутій зоні армованого перерізу відносно нейтральної осі
39	$Z_b = y_o + h_o - x_f$	Плече внутрішньої пари сил (відстань між рівнодіючими в стиснутому бетоні і розтягнутого нижнього сталевих листів)
40	$N_{rf} = R_{yf} \cdot A_f$	Рівнодіюча в нижньому сталевому листі
41	$z_{ri} = \frac{h_o - x_f}{2n} (2i - 1)$	Координата центра ваги i -тої розтягнутої фібри вертикальних сталевих листів
42	$\varepsilon_{ri} = \varepsilon_{fu} z_{ri} / h_o - x_f$	Деформація i -го ряду розтягнутої фібри вертикальних сталевих листів
43	σ_{ri} – за блок-схемою визначення напружень в арматурі	Напруження i -го ряду розтягнутої фібри площею A_{ri} , відповідної деформації ε_{ri}
44	$N_r = \sum_{i=1}^n \sigma_{ri} A_{ri}$	Рівнодіюча, що сприймається розтягнутою частиною вертикальних листів
45	$Z_r = h_o - x_f - y_{or}$	плече внутрішньої пари сил (відстань між рівнодіючою розтягнутої частини перерізу вертикальних листів і розтягнутого нижнього сталевих листів)
46	$M_R = N_c \cdot Z_b - N_r \cdot Z_r$	Критичний момент, що сприймається перерізом
47	Далі іде ітераційний пошук крайових критичних деформацій бетону ε_{bu} (див. „пояснення” п.47)	Визначається екстремальне значення моменту $M_{R,max}$ (п.46) при відповідному, що змінюється в процесі ітераційного пошуку, значення крайових деформацій $\varepsilon_{b,max}$ (п.3). Вибраний в процесі ітераційних наближень параметр $\varepsilon_{b,max}$, при екстремальному значенні функції п.46 приймається рівним крайовій критичній деформації ε_{bu}

48	Якщо $M_R \rightarrow M_{R,max}$ виконати п.49, інакше – п.3	Визначення подальшого напрямку розрахунку
49	$M_R = M_{R,max}$. Кінець	Критичне значення згинального моменту, що визначається в останній ітерації (при деформації ε_{bu})

Результати оцінки міцності нормальних перерізів дослідних сталезалізобетонних балок за нелінійною деформаційною моделлю наведені в таблиці 2.4.

Таблиця 2.4

Результати оцінки міцності і жорсткості нормальних перерізів дослідних сталезалізобетонних балок за нелінійною деформаційною моделлю

Дослідні зразки	Згинальний момент, кН·м		Розбіжність, %	Прогин, см		Розбіжність, %
	$M_{експ.}$	$M_{теор.}$		$f_{експ.}$	$f_{теор.}$	
Бм-2-1	32,71	30,80	-6,2	0,97	0,90	7,2
Бм-2-2	45,80	44,58	-2,7	1,35	1,24	8,1
Бм-2-3	50,04	53,79	6,9	1,48	1,37	7,4
Бм-3-1	79,29	73,52	-7,8	1,35	1,25	7,4
Бм-3-2	88,99	87,15	-2,1	1,43	1,42	0,7
Бм-3-3	92,37	96,84	4,6	1,32	1,45	-9,8
Середнє арифметичне значення ($M_m/M_{ек.}$) 0,990				$(f_m/f_{ек.})$ 0,965		
Середнє квадратичне відхилення			0,053	0,065		
Коефіцієнт варіації			0,053	0,067		

Графік виображає залежності згинального моменту M_R від деформацій $\varepsilon_{b,max}$ рис.2.5, одержані для різних серій експериментальних зразків балок, які одержані за допомогою розробленої методики.

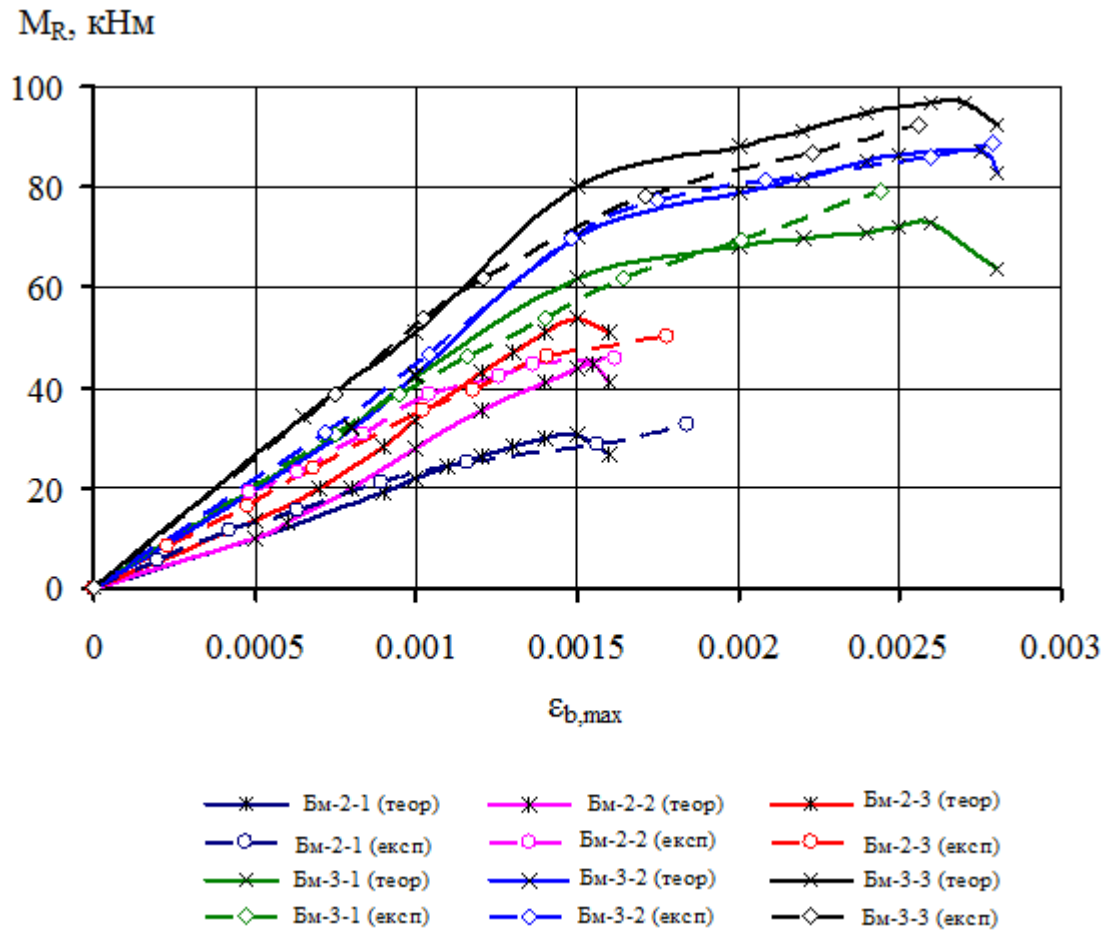


Рисунок 2.5 – Графік залежності згинального моменту M_R від деформацій $\epsilon_{b,max}$, одержані для різних серій експериментальних зразків балок

Порівнюючи отримані експериментальні значення з дослідними, можна сказати, що максимальна розбіжність граничних значень згинального моменту і прогинів сталезалізобетонних елементів складає до 12 %. Таке відхилення можна вважати задовільним.

Висновки до розділу 2

1. Порівнюючи результати експериментальних і теоретичних даних можна дійти висновку, що метод граничної рівноваги не дає достатньої точності результатів в граничному стані. Цим обумовлена необхідність уточнення деяких передумов, які закладені в теорії залізобетону та сталезалізобетону.

2. З урахуванням аналізу і узагальнень методів розрахунку, яких дотримуються в різних нормативних документах, а також з урахуванням експериментальних і теоретичних досліджень силового опору сталезалізобетонних елементів, посилених зовнішнім листовим армуванням, сформована за основу принципово нова універсальна методика розрахунку міцності нормальних перерізів.

3. Розроблена напружено-деформованого стану модель конструкції, яка дозволяє вести розрахунок будь-яких сталезалізобетонних конструкцій із зовнішнім сталевим армуванням, з різної конфігурації поперечного перерізу і розміщення арматури підсилення, одночасно враховуює пружнопластичні властивості бетону та арматури, а також напружено-деформований стан сталезалізобетонних згинальних елементів.

4. Запропонований у дисертації алгоритм розрахунку дозволяє з більшою точністю визначити зусилля руйнування, кривизну і прогини сталезалізобетонних балок при згині, та відобразити розподіл деформацій і напружень не лише в бетоні, але й у сталевій арматурі.

5. За розробленою методикою складений алгоритм та програма розрахунку на ЕОМ, яка забезпечує задовільний збіг експериментальних та теоретичних даних.

6. Визначення прогини в сталезалізобетонних балках, посилених зовнішнім сталевим армуванням пропонується визначати відповідно до існуючих нормативних документів із врахуванням коефіцієнта K для наближення значення теоретичного прогину до експериментального.

РОЗДІЛ 3

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО- ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ТА МІЦНОСТІ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК, ПОСИЛЕНИХ ЗОВНІШНІМ СТАЛЕВИМ АРМУВАННЯМ

3.1. Конструкції зразків і технологія їх виготовлення

На даний час сталезалізобетонні конструкції, що посилені зовнішнім сталевим армуванням є недостатньо дослідженими. Для реального уявлення дійсної роботи посилених сталезалізобетонних балок, були проведені їх експериментальні випробування.

Мета експериментальних досліджень – вивчення напружено-деформованого стану і міцності сталезалізобетонних балок, посилених зовнішнім сталевим армуванням, визначити вплив зовнішнього сталевих армування на несучу здатність конструкції, визнати вплив втрати напружень в елементі підсилення на роботу конструкції, а також отримати дані для перевірки розробленої методики розрахунку.

Сталезалізобетонна балка, посилена зовнішнім армуванням є один раз статично невизначною системою. Для розкриття статичної невизначеності необхідно експериментально визначити зусилля в сталевому елементі підсилення в момент втрати несучої здатності конструкції, це дасть можливість порівняти експериментальні дані з теоретичними результатами, отриманими за запропонованою методикою розрахунку.

В даному розділі розглянуте питання конструювання дослідних зразків-балок і технології їх виготовлення, визначення фізико-механічних властивостей прийнятих матеріалів (бетону і сталі) та розробці методики проведення випробувань.

При розробці програми експериментальних випробувань було враховано, що несуча здатність залізобетонних та сталезалізобетонних елементів залежить від геометричних розмірів конструкції, геометричної характеристики листових смуг та кутиків, діаметра арматури, прольоту, а також фізико-механічних властивостей матеріалів – сталі, бетону та клею.

В процесі проведення експериментальних досліджень було визначення наступних параметрів:

- несучої здатності згинальних сталобетонних балкових елементів підсилених зовнішнім стальним армуванням;
- закономірностей деформування і межі вичерпання несучої здатності сталобетонних балок при різних схемах підсилення;
- розвитку утворення тріщин в бетоні та пластичних властивостей сталеві арматури та листові сталі;
- прогинів і деформацій в момент руйнування стиснутої зони чистого згину бетону;
- напружено-деформованого стану балок при різних схемах підсилення та різних класах бетонів за міцністю та типів з'єднання в зоні чистого згину;
- сумісної роботи двох складових комплексної балки.

Для отримання експериментальних результатів, які дають можливість визначити особливості роботи згинальних сталезалізобетонних та залізобетонних елементів, підсилених зовнішнім листовим армуванням, були запроектовані наступні зразки:

- згинальні трубобетонні елементи прольотом 2,1 м, виготовлені з профільної труби, поперечним перерізом 100x200(h), що заповнена різною за класом міцності бетонною сумішшю C20/25 – серія Б-I ;
- згинальні трубобетонні елементи прольотом 2,1 м, виготовлені з профільної труби, з поперечним перерізом 100x200(h), яку заповняли за бетонною сумішшю C25/30 – серії Б-II та Б-III;

- стандартні бетонні призми 100x100x400 мм і кубики 100x100x100 мм (для визначення характеристик міцності й деформативності бетону);
- стандартні арматурні стержні довжиною 400мм для визначення фізико-механічних властивостей арматури.

Зразки поділяються на 3 серії, кожна з яких відповідає певним вимогам для окремого вивчення різних факторів, які в свою повинні були впливати на величину згинального моменту та на міцність нормального перерізу.

Найбільш впливовими факторами, що визначають роботу конструкції є типи з'єднань елементів підсилення між собою та експериментальних зразків, а також елементів конструкції композитних підсилених балок в цілому.

Під час проведення експериментальних досліджень планувалося дослідити залежності несучої здатності балок в залежності від схем розташування елементів підсилення та типу з'єднання, а також вплив сталевих підсилення на несучу здатність та деформативність експериментальних зразків (балок).

Зразки були виготовлені згідно індивідуального замовлення на ПАТ «Завод залізобетонних конструкцій імені Світлани Ковальської» в м. Києві.

Характеристики основного бетону балок, який досліджується, визначалися за результатами випробувань контрольних зразків кубів та призм.

Зразки виконуються з одного замісу бетону, що використовувався при формуванні балок і які тужавіли в однакових умовах, що і балки.

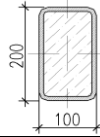
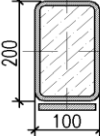
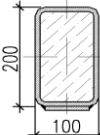
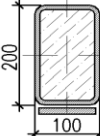
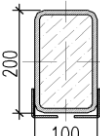
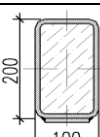
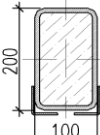
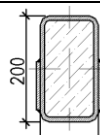
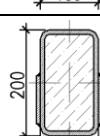
В залежності від поставлених задач експерименту, в кожній з серій балок застосовано різний тип сталевих елементів підсилення та тип клейового з'єднання.

В якості клейових сумішей використовуються два типи клеїв – на основі епоксидної смоли Sikadur 30 Normal та акриловий клей АСТ-Т.

Характеристики сталезалізобетонних зразків, які використані в експериментах, наведена в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1.

Характеристика експериментальних зразків

№ п/п	Серія	Марка	Поперечний переріз	Елемент підсилення	Тип з'єднання	Зона чистого згину, мм	Несуча здатність М, кНм
1	БМ-1	БМ-1-1		Без підсилення	-	800	70,95
2		БМ-1-2		Пластина товщ. 4 мм (L-1850мм, S-1660см ²)	Клей (Епоксидний)	800	89,25
3		БМ-1-3		Пластина товщ. 4 мм (L-1850мм, S-1660см ²)	Зварювання	800	83,9
4	БМ-2	БМ-2-1		Пластина товщ. 4 мм (L-1850мм, S-1660см ²)	Клей (акриловий)	800	82,5
5		БМ-2-2		2-а кутика 40х40х3 (L-1850мм, S-2960см ²)	Зварювання	800	89,65
6		БМ-2-3		Пластина товщ. 4 мм (L-1850мм, S-1660см ²)	Зварювання	800	88,55
7	БМ-3	БМ-3-1		2-а кутика 40х40х3 (L-1850мм, S-2960см ²)	Зварювання	600	90,0
8		БМ-3-2		2-і пластини товщ. 4 мм (L-2100мм, S-3780см ²)	Зварювання	600	82,5
9		БМ-3-3		2-і пластини товщ. 4 мм (L-2100мм, S-3780см ²)	Зварювання + Клей (Епоксидний)	600	87,0

Для влаштування клейового з'єднання був використан двохкомпонентний (полімерне в'язуче, наповнювач) акриловий клей з наповнювачем, склад якого розроблений у Харківській національній академії міського господарства. Оптимальним складом клею для проведення будівельних робіт містив: 100 мас-частин полімеру, 100 мас-частин затверджувача, 150 – 300 мас-частин наповнювача в залежності від крупності кварцового піску. В нашому випадку ця пропорція становить 1:1:2.

Однією з найважливіших технологічних характеристик клею є його життєздатність, тобто проміжок часу, протягом якого його можна застосовувати для виготовлення конструкцій. Вона залежить від складу клею і температури середовища. Так, для одного й того складу клею при зміні температури від 25 до 10°C життєздатність складає 16 – 250 хв.

Для виготовлення дослідних зразків використовувався заводський багатокомпонентний епоксидний клей іноземного виробництва (Польща) Sikadur (Сікадур). Його фізико-механічні характеристики після набуття проектної міцності та основні властивості наближені до властивостей акрилового клею.

Епоксидний клей нескладний в приготуванні та використанні. Його можна наносити як на суху, так і на вологу поверхню, він має стабільну консистенцію при високій температурі, тужавіє без усадки, стійкий до зношування та ударів, має високу хімічну стійкість.

Клей поставляється в герметичних металевих банках масою 1,2 кг у вигляді двох окремо ізольованих компонентів, які надалі змішуються у пропорції 1:2 механічним способом. Готовий клей за консистенцією і кольором подібний до цементно-піщаного розчину, має гарні тиксотропні властивості, тобто не стікає з вертикальних і стельових поверхонь. Життєздатність клею залежить від температури навколишнього середовища і варіюється від 145 хв при + 10°C і 35 хв при + 30°C. Проте, цей клей не можна використовувати при від'ємних температурах.

При підсиленні та ремонті залізобетонних конструкцій полімерними композиціями акриловий і епоксидний клеї відповідають наступним загальним вимогам:

- адгезійна та когезійна міцність полімер-розчину має бути не нижче міцності бетону залізобетонних елементів, що підсилюються або з'єднуються;

- коефіцієнт лінійного розширення полімерної композиції повинен бути близьким до коефіцієнту лінійного розширення бетону;

- підсилена, відновлена залізобетонна конструкція або її з'єднання повинні бути стійкими до впливу експлуатаційного середовища і в цих умовах забезпечувати необхідну довговічність;

- технологічна життєздатність полімеррозчину повинна відповідати виробничим вимогам та мати можливість до її регулювання в залежності від умов виробництва;

- використовувані в полімерній композиції складові повинні мати мінімальну токсичність, а в затверділому стані полімер-розчин повинен бути абсолютно нешкідливим.

В якості елементів підсилення, були використані сталеві пластини (смужки) зі сталі марки 09Г2С, шириною 90мм і товщиною 3мм, а також металеві кутики 40х40х3 по ГОСТ 8509-93.

Балки 1, 2 та 3-ї серії виконані з профільної труби 100х200х4 по ГОСТ 12336-66. Балки 1-ї серії виконані з бетону С25/30 за міцністю, балки 2-ї та 3-ї серій - бетону С30/40.

При виготовленні елементів конструкцій була використана наступна технологія.

Зразки 1,2 та 3-ї серій, бетонувалися в вертикальному положенні. В даних зразках була передбачена заглушка зі сталеві пластини на одному з кінців балки, для запобігання витіканню бетонної суміші з балки.

Після бетонування форми були розміщені на вібростолах з вертикальними гармонічними коливаннями в горизонтальному положенні, що необхідно для забезпечення ущільнення бетонної суміші.

В складі бетону застосовувався гранітний щебінь фракцією 10 – 20 мм та кварцевий пісок з модулем крупності $M_k=1,49$. В якості в'язучої речовини використовувався портландцемент, який відповідав марці М500.

Бетонна суміш була виготовлена промисловим способом.

Склад прийнятих бетонів для виготовлення експериментальних зразків приведено в таблиці 3.2.

Таблиця 3.2

Склад прийнятих бетонів на виготовлення зразків

Номер складу	Витрати матеріалів, кг/м ³ бетону			В/Ц
	Цемент	Пісок	Щебінь	
1	350	250	1465	0.76
2	470	173	1465	0.50

Для визначення фізико-механічних властивостей кожного складу бетону, одночасно з відповідними зразками виготовлялись два комплекти стандартних бетонних кубиків 100x100x100 мм та призм 100x100x400мм.

Після бетонування балки і бетонні вироби були піддані тепловологісній обробці в пропарювальній камері, де знаходились приблизно 12-14 годин.

3.2 Методика проведення експерименту

Згідно з програмою експериментальних досліджень вивчалася зміна напружено-деформованого стану дослідних зразків при дії згинального моменту в зоні чистого згину. Всі експериментальні зразки випробовувались при досягненні проектної міцності бетону, але не раніше ніж через 28 діб після бетонування.

До початку випробувань металеві поверхні зразків очищались від напливів бетону та бруду, знежирювались ацетоном та покривались лаком за 2 рази. Випробування виконувалось за схемою одно пролітної вільно обпертої балки, яка навантажена однією зосередженою силою.

Розрахунковий проліт балок складав 1920мм. Експериментальні випробування проводились на дію короточасних навантажень в лабораторії кафедри ЗБ і КК та ОМ в Полтавського національного технічного університету ім. Юрія Кондратюка. Випробування проводились за допомогою преса ПММ-250 (рис 3.1).



Рисунок 3.1 – Прес для випробування зразків по нормальному перерізу
ПММ-250

При дії згинального моменту деформації вимірювались в зоні чистого згину в крайніх волокнах та по висоті перерізу за допомогою електротензорезисторів.

Під час випробувань зразків навантаження на балку прикладалося поступово, що дорівнювало 0.05...0.1 від руйнівного з 5...10 хвилинною

витримкою. На протязі кожної витримки знімалися показники з тензорезисторів та прогиноміра, проводився візуальний огляд зразків з фіксуванням тріщин в розтягнутій зоні бетону та відшарування листової сталі від бетону (сталі) в нижній або бокових зонах перерізу.

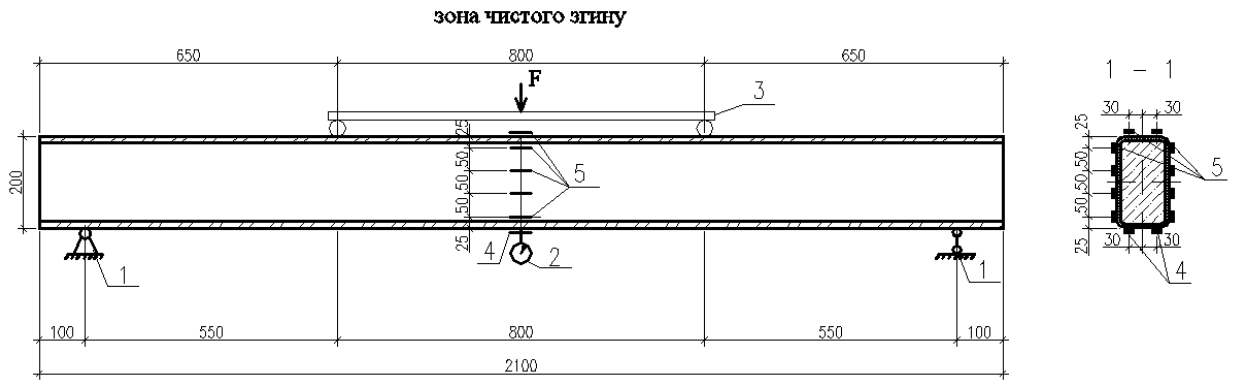
Зразки, досліджувались на дію згинального моменту, випробовувались у два етапи. На першому етапі зразки завантажувались аж до появи пластичних деформацій в найбільш напружених волокнах сталеві арматури. Під цим навантаженням зразки витримувалися близько 30 хвилин.

На другому етапі, після завершення витримки, зразки повністю розвантажувались і фіксувався залишковий прогин. Надалі знову, в такій же послідовності, зразки завантажувалися до руйнівного навантаження.

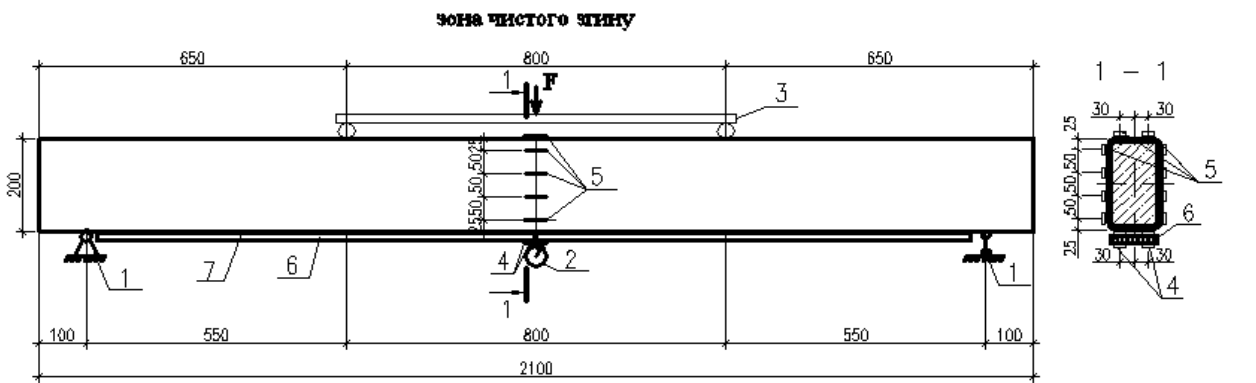
Поздовжні деформації листової арматури та зовнішньої поверхні бетону вимірювались за допомогою електротензорезисторів типу 2ПКБ 20-200В та 2ПКБ 50-200В однієї комплектності з попередньою вибірковою перевіркою на придатність по ГОСТу 21615-76. Для зняття показників з електротензорезисторів при випробуванні конструкцій використовувався вимірювач деформацій типу ВВП-8. Прогини зразків вимірювались за допомогою прогиноміра „Аистова” типу ПАО-6.

На всіх ступенях завантаження були взяті до уваги особливості характеру руйнування та розвитку тріщин в конструкціях, а також інтенсивність зростання прогинів в дослідних зразках.

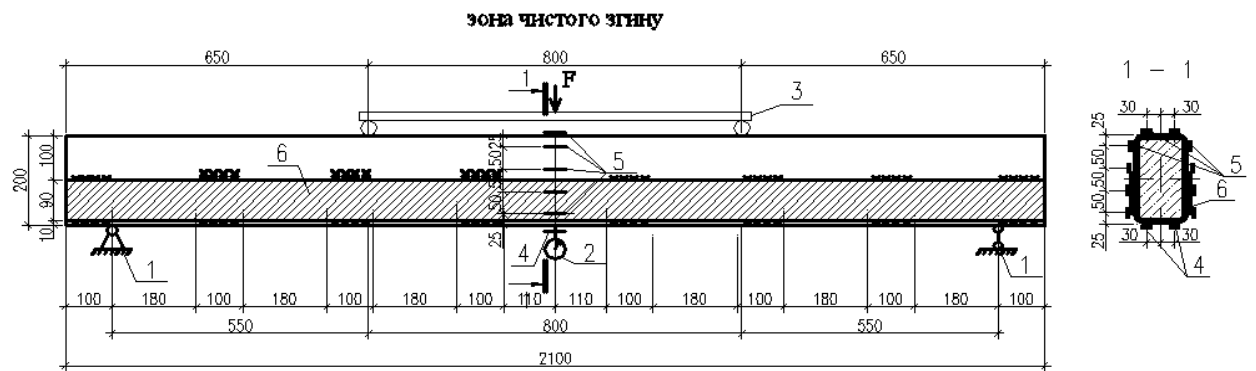
Схема розміщення вимірювальних приладів для дослідження нормального перерізу експериментальних зразків зображена на рис. 3.2.



- | | |
|------------------------|----------------------------|
| 1-Шарнір | 4-Тензодатчик з базою 20мм |
| 2-Прогномір типу ПАО-6 | 5-Тензодатчик з базою 30мм |
| 3-Траверса | |



- | | |
|------------------------|----------------------------|
| 1-Шарнір | 4-Тензодатчик з базою 20мм |
| 2-Прогномір типу ПАО-6 | 5-Тензодатчик з базою 30мм |
| 3-Траверса | 6-Сталева пласстина t-4мм |
| | 7-Акриловий клей |



- | | |
|------------------------|----------------------------|
| 1-Шарнір | 4-Тензодатчик з базою 20мм |
| 2-Прогномір типу ПАО-6 | 5-Тензодатчик з базою 30мм |
| 3-Траверса | 6-Сталева пласстина t-4мм |

Рисунок 3.2– Схема завантаження досліджувальних зразків для випробування на дію згинаючого моменту та розміщення вимірювальних приладів:

а) зразок серії Бм-1 б) зразок серії Бм-2 в) зразок серії Бм-3

Для кріплення елементів підсилення до експериментальних зразків були використані 2 типи клеїв: епоксидний та акриловий.

Також був застосований метод електродугового зварювання для закріплення сталевго армування до поверхні експериментальних зразків.

Під час підготовки до експерименту, дотримувалась наступна технологія влаштування підсилення дослідних зразків:

- перед нанесенням клейового розчину металеві та бетонні поверхні балок зачищалися від бруду та шліфувалися.

- металева поверхня зразків знежирювалась ацетоном;

- проводилась розмітка місць розташування елементів підсилення на дослідному зразку;

- змішування 2-х компонентів епоксидного клею виконувалось на протязі 3-х хвилин до одержання однорідної маси сірого кольору, згідно вимог;

- компоненти акрилового клею змішувалися в пропорції 1:1:2 (полімер:мономер:кварцовий пісок) до отримання пастоподібної білої маси;

- готовий клейовий розчин наносився на елемент підсилення (металева пластина або кутик) за допомогою зубчатого шпателя, після чого, елементи підсилення фіксувалися на дослідних зразках за допомогою спеціальних кріплень;

- для набуття клейовими розчинами необхідної міцності на розтяг, підсилені експериментальні зразки витримувалися в лабораторних умовах не менше 7 діб;

- підсилення зразків за допомогою зварювання виконувалось електродами АНО-21 Ø3мм по ГОСТ 9466-75.

При наклеюванні електротензорезисторів на бетонну і металеву поверхню, поверхня дослідних зразків зачищалась шліфувальним бруском.

Обезжирення металевої поверхні проводилось спиртовим розчином та ацетоном. Після просихання поверхні проводилося ґрунтування декількома шарами клею БФ-2. Для уникнення короткого замикання датчика з металевою

поверхнею - одночасно наносився шар клею на нижню сторону тензорезистора і конденсаторного паперу.

Після чого, через 1-2 хв. накладався тензорезистор на нанесений шар клею згідно розмітці через прокладку із целюлозної плівки товщиною 0,02 мм (Рис. 3.3)

Наклеювання електротензорезисторів на металеву поверхню також виконувалось в розтягнутій і стиснутій зонах максимального згинального моменту.

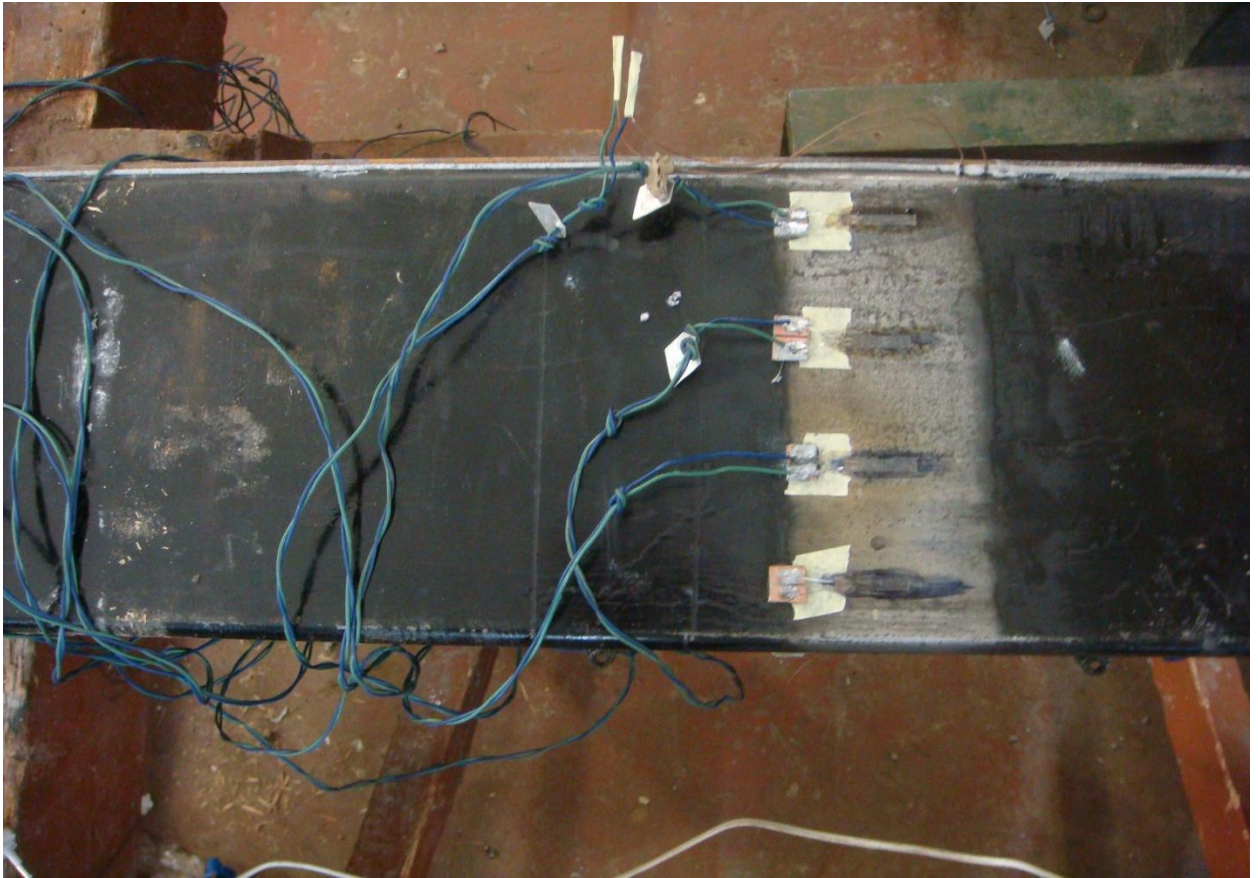


Рисунок 3.3 – Схема розміщення тензорезисторів на експериментальному зразку

Випробування бетонних призм і кубиків, арматурних стержнів та сталевих смужок для виявлення характеристик матеріалів проводились одночасно з випробуваннями згинальних елементів згідно з рекомендаціями [35-39, 41, 43].

3.3 Фізико-механічні характеристики матеріалів

Для визначення міцності бетону були проведені випробування контрольних бетонних кубиків 100x100x100 та призм 100x100x400 на стиск по 3 для кожного з замісу. Контрольні бетонні кубики та призми були виготовлені в спеціальних металевих формах на заводі, що відповідали вимогам [173].

Випробовування бетонних кубиків та призм проводилося на гідравлічному пресі 2ПГ-125 в лабораторії кафедри ЗБ і КК та ОМ в Полтавського національного технічного університету в Полтавського національного технічного університету ім. Юрія Кондратюка (рис.3.4)



Рис. 3.4. Випробовування бетонного контрольного зразка на пресі 2ПГ-125.

Руйнівне навантаження приймалося таким, що дорівнювало максимальному зусиллю, яке було досягнуто в процесі випробовування. Для

кожного з зразків, міцність бетону при випробовуванні на стиск визначалася за формулою:

$$R = \frac{F}{A}; \quad (3.1)$$

де F - руйнуюче навантаження, Н;

A - площа поперечного перерізу зразка, м²;

Таким чином, для визначення середньої кубкової міцності бетону R_m , були прийняті середні арифметичні значення з двох найбільших за міцністю зразках згідно [40].

Залежність $\sigma_b - \varepsilon_b$ для всіх класів бетону не є прямо пропорційна навантаженню (рис. 3.5). По отриманим поздовжнім і поперечним деформаціям при навантаженні 30% від руйнуючого визначався початковий модуль пружності E_b і коефіцієнт поперечних деформацій ν_b згідно з [37].

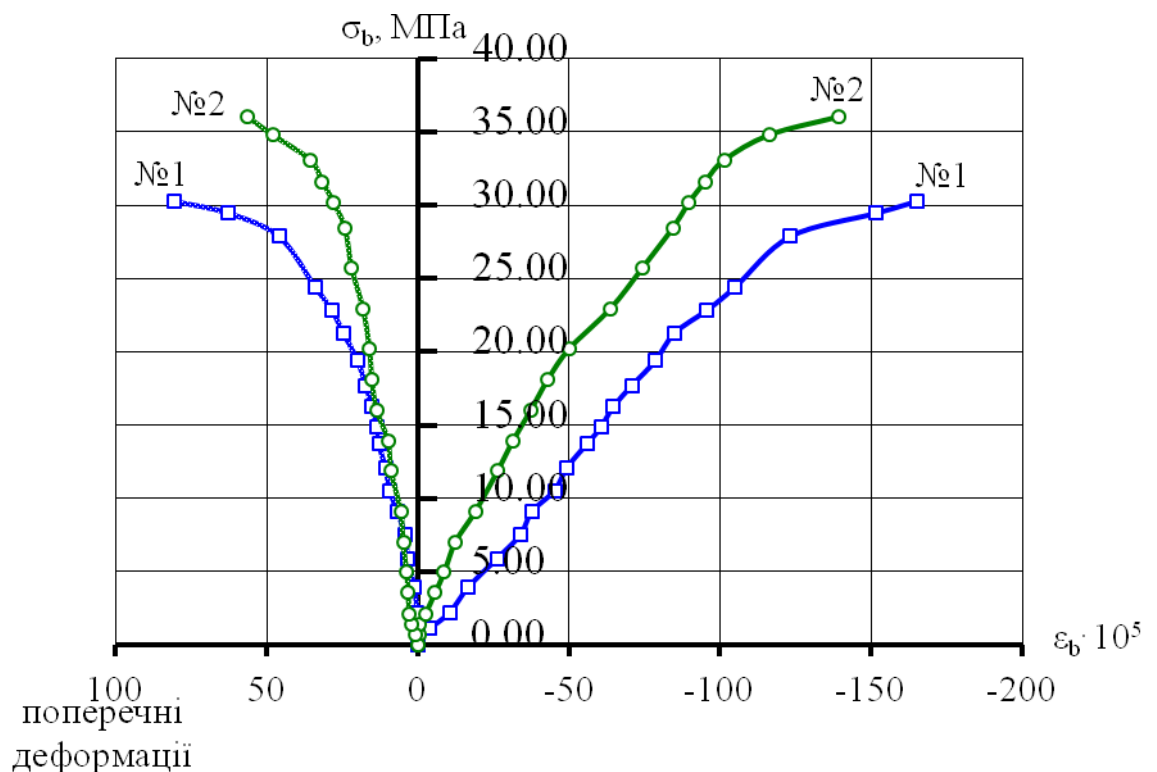


Рисунок 3.5 – Залежність $\sigma_b - \varepsilon_b$ по результатам випробувань бетонних призм

Поздовжні і поперечні деформації вимірювались за допомогою електротензорезисторів, що розміщувались по чотирьох гранях призм. Середні характеристики міцності бетону приводяться в таблиці 3.3.

Таблиця 3.3

Фізико-механічні характеристики бетонних зразків

Склад бетону	Середня кубикова міцність $R_m, \text{МПа}$	Середня призмova міцність $R_{bm}, \text{МПа}$	Початковий модуль пружності $E_s \cdot 10^{-3}, \text{МПа}$	Коефіцієнт Пуассона, ν_s
№ 1	55,05	30,01	27,80	0,22
№ 2	62,57	36,02	47,70	0,34

На рис. 3.6 приведені значення коефіцієнта Пуассона із збільшенням навантаження. У віці 28 діб для всіх бетонів коефіцієнт ν_b змінювався від 0,25 до 0,55.

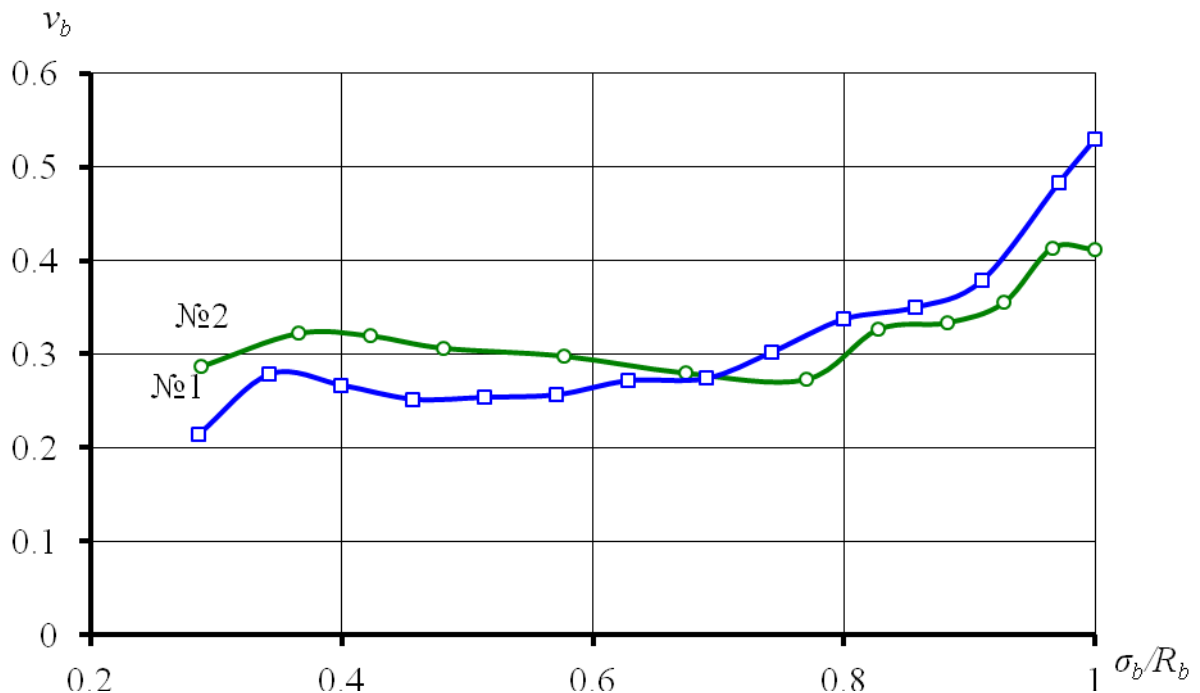


Рисунок 3.6 – Залежність коефіцієнта поперечних деформацій бетону від відносного рівня напружень

Статистичний аналіз результатів дослідження бетонних зразків.

У нормах вихідною характеристикою міцності бетону слугує нормативна середня міцність, отримана в результаті випробувань достатньої кількості стандартних зразків. Вид зразків, що використовуються для випробувань бетону на стиск, наводяться в положеннях ГОСТ 24452-80 [37]. Випробування достатньої кількості стандартних зразків виготовлених із бетону одного складу виявляє значні відхилення величини, що розглядається.

У зв'язку з цим міцність бетону розглядається як величина змінна і статистично випадкова. Розрахункове нормоване значення міцності бетону при осьовому стиску визначається з певною імовірністю 95% згідно норм [120].

Це рівноцінно тому, що тільки 5% результатів всіх випробувань буде нижчим від деякого значення міцності B (клас бетону), що розташоване на відстані 1.64σ від середнього значення міцності R_m .

Нормативна міцність бетону при осьовому стиску (клас бетону за міцністю) може бути подана як:

$$B = R_m - 1.64\sigma = R_m(1 - 1.64V_m), \quad (3.2)$$

де R_m – середня кубикова міцність бетону в партії, МПа, що визначається за формулою:

$$R_m = \frac{\sum_{i=1}^n R_i}{n}, \quad (3.3)$$

де R_i – одиничне значення міцності бетону, МПа;

n – загальне число одиничних значень міцності бетону в партії.

За одиничне значення міцності бетону приймають середню міцність в однорідній серії зразків, що визначається по ГОСТ 10180-78. Для кожної партії бетону визначається середнє квадратичне відхилення S_m і коефіцієнт варіації V_m міцності. При контролі по зразкам середнє квадратичне відхилення міцності в партії S_m , МПа, при числі одиничних значень міцності бетону в партії від двох до шести, значення S_m визначається за формулою:

$$S_m = \frac{W_m}{\alpha}; \quad (3.4)$$

де W_m – розмах одиничних значень міцності бетону в контрольований період партії, що визначається як різниця між максимальним і мінімальним одиничним значенням міцності;

α – коефіцієнт який залежить від числа одиничних значень (n), що приймається за таблицю 1 [36] і дорівнює в даному випадку 1,69.

Коефіцієнт варіації міцності бетону в партії в відсотках визначається за формулою:

$$V_m = \frac{S_m}{R_m} \cdot 100; \quad (3.5)$$

Залежно від рівня технології і якості вихідних матеріалів для бетону коефіцієнт варіації може змінюватись в деяких межах: $V_m=0,1\dots0,135$. В нормах [120] коефіцієнт V_m є величиною змінною, але його значення не повинні перевищувати $V_m=0,135$. Зменшення значення коефіцієнта V_m нижче від 0,135 свідчить про покращення технології виробництва і підвищення якості бетону. Статистичні характеристики випробуваних бетонних зразків наведені в таблиці 3.4 – 3.5.

Таблиця 3.4

Статистичні характеристики бетонних зразків-кубиків

Склад бетону	Середня кубикова міцність бетону в партії $R_m, \text{МПа}$	Розмах міцності бетону в партії $W_m, \text{МПа}$	Середнє квадратичне відхилення міцності в партії $S_m, \text{МПа}$	Коефіцієнт варіації міцності бетону в партії $V_m, \%$	Нормативна міцність бетону на стиск (клас бетону) $B, \text{МПа}$
№1	55,05	1,08	0,64	1,1	54,0
№2	62,57	2,96	1,75	2,8	59,7

Таблиця 3.5

Статистичні характеристики бетонних зразків-призм

Склад бетону	Середня призмova міцність бетону в партії R_m , МПа	Розмах міцності бетону в партії W_m , МПа	Середнє квадратичне відхилення міцності в партії S_m , МПа	Коефіцієнт варіації міцності бетону в партії V_m , %	Нормативна призмova міцність бетону на стиск (клас бетону) R_{bn} , МПа
№1	30,3	2,73	1,63	4,7	20,10
№2	35,02	3,02	1,7	5,1	23,08

Для визначення фізико-механічних характеристик міцності і деформативності листової сталі були відібрані листові смуги, що відрізані від залишків листів даної партії і оброблені згідно з вимогами [8].

Для визначення фізико-механічних характеристик міцності і деформативності арматурної сталі було відібрано по 3 зразки довжиною 400 мм. Площа арматурних стержнів періодичного профілю визначалася за формулою:

$$A_s = \frac{m}{\rho \cdot l}, \quad (3.6)$$

де m – маса випробуваного зразка, кг;

l – довжина зразка, м;

ρ – густина сталі, 7850 кг/м³.

Згідно з вимогами [39, 41] випробування зразків арматурної і листової сталі проводились ступенево-зростаючим навантаженням на розривній машині МР-500 № 701 кафедри опору матеріалів і будівельної механіки в Полтавського національного технічного університету ім. Юрія Кондратюка.

В процесі випробування були визначені:

- тимчасовий опір розтягу σ_u ;
- межа текучості σ_y ;
- абсолютне подовження $\varepsilon_{s,u}$;

- модулі пружності листової і стержневої арматури E_s ;
- абсолютне подовження $\varepsilon_{s,u}$.

Результати дослідження листової та арматурної сталей приведені в таблиці 3.6. залежність σ_s – ε_s – на рис. 3.7.

Таблиця 3.6

Фізико-механічні характеристики арматурної сталі

Тип арматури	Фактична площа A_s , см ²	Межа текучості R_{yn} , МПа	Тимчасовий опір R_{un} , МПа	Модуль пружності $E_s \cdot 10^{-5}$, МПа	Абсолютне видовження $\varepsilon_{s,u}$, %
Лист 4 мм	0.807	246,7	306,8	2,1	33,3

Згідно результатів випробувань фізико-механічних характеристик арматурних стержнів $\varnothing 10$ мм виявилось, що межа текучості $\sigma_{yn}=554$ МПа та $\sigma_{un}=673$ МПа, сталь була віднесена за ДСТУ 3760-98 до класу А500С [43].

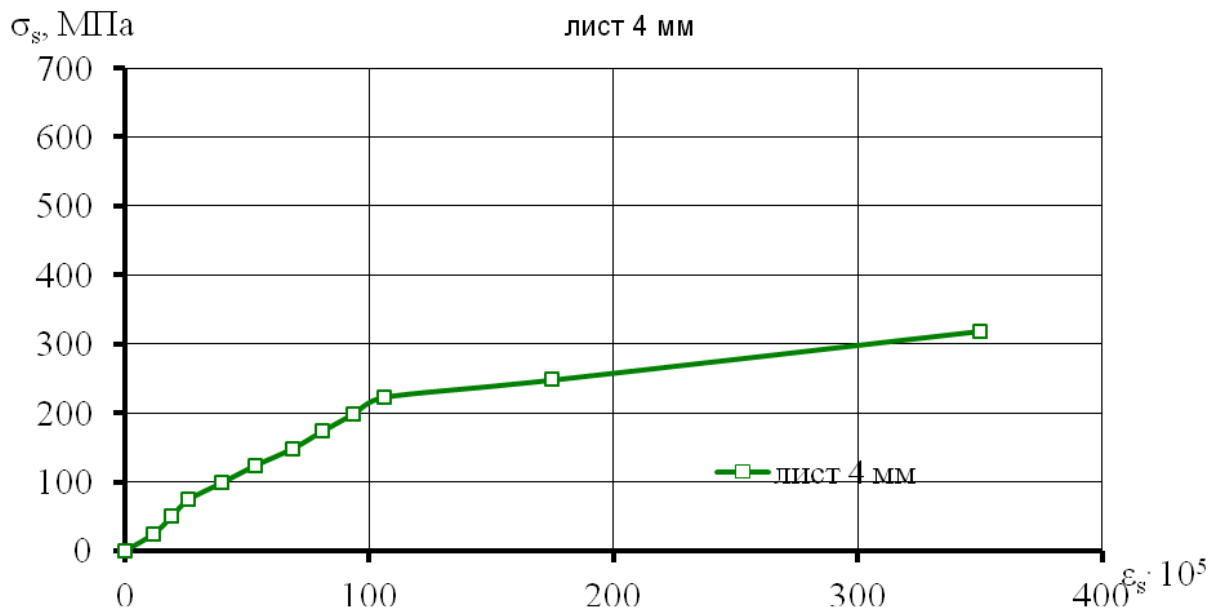


Рисунок 3.7 – Залежність σ_s – ε_s за результатами випробувань арматурних стержнів і сталевих смужок

За результатами випробувань фізико-механічних властивостей листової арматури: листова арматура товщиною $\delta=4,0$ мм – межа текучості $R_{yn}=267,6$ МПа, тимчасовий опір $R_{un}= 382,9$ МПа, сталь віднесена (по ГОСТ 27772-88) до

класу С255; листовая арматура товщиною $\delta=4$ мм – межа текучості $R_{yn}=246,7$ МПа, тимчасовий опір $R_{un}= 306,9$ МПа, сталь віднесена (по ГОСТ 27772-88) до класу С245.

Результати статистичної обробки арматурних сталей наведені в таблиці 3.8.

Таблиця 3.8

Статистичні характеристики арматурних сталей

Вид арматури	Середнє арифметичне значення σ , МПа		Коефіцієнт вибірки, A	Середнє квадратичне відхилення S , МПа		Межа текучості R_{yn} , МПа	Тимчасовий опір R_{un} , МПа
	σ_y	σ_u		S_y	S_u		
Лист $t=4$ мм	247,3	316,4	3,28	0,43	3,53	243,4	308,2

Висновки до розділу 3

1. Використана в роботі методика випробування та прийняті вимірювальні прилади дозволяють отримати необхідні експериментальні дані по несучій здатності, деформаціях і характеру руйнування досліджуваних зразків.

2. Використання різних схем і способів армування в даних зразках, а також використання бетонів різних класів за міцністю, різні типи клейових з'єднань та елементів підсилення, дозволяють вивчити їх вплив на несучу здатність і деформативність досліджуваних елементів.

3. Для проведення експерименту були використані сучасні вимірювальні прилади: електротензорезистори, прогиноміри, які дозволили отримати детальні характеристики напружено-деформованого стану досліджуваних зразків у будь-який момент завантаження.

4. Розроблені схеми доцільного розміщення приладів на бічних поверхнях досліджуваних зразків, які дозволяють отримати достовірну картину розвитку деформацій як в перерізі, так і по довжині елемента в зоні дії поперечного зусилля і згинального моменту, а також виявити картину розкриття тріщин на різних етапах завантаження.

5. Для виготовлення досліджуваних зразків та елементів підсилення були прийняті матеріали (сталь і бетон), що мають фізико-механічні властивості, які характерні для матеріалів, які широко використовуються у практиці будівництва.

РОЗДІЛ 4

АНАЛІЗ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДАНИХ ПРО НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ТА НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ ЗГИНАЛЬНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ, ПОСИЛЕНИХ ЗОВНІШНІМ СТАЛЕВИМ АРМУВАННЯМ

Згідно прийнятої методики проведення експериментальних досліджень несучої здатності і деформативності сталезалізобетонних балок, посилених зовнішнім сталевим армуванням, вимірювання деформацій проводились в зоні чистого згину з метою виключення впливу зусиль зрізу. В ході проведення досліджень напружено-деформованого стану нормальних перерізів експериментальних зразків під дією навантаження відмічались характерні особливості розподілу деформацій по висоті перерізу і довжині елементів, а також інтенсивність росту прогинів.

4.1. Особливості деформування і несуча здатність згинальних елементів за нормальними перерізами

В результаті вимірювання деформацій у крайніх волокнах перерізу досліджуваних сталезалізобетонних балок з підсиленням та без наявності сталевих підсилення, одержаних вимірюваннями за допомогою індикаторів годинникового типу та електротензорезисторів, отримані графіки залежності деформацій від згинального моменту зразків (рис. 4.1).

Із приведенного графіка для зразка Бм-1-1 видно, що в розтягнутій зоні перерізу на початкових стадіях навантаження спостерігається лінійний зв'язок між згинальними моментами та деформаціями. Це свідчить про пружну стадію роботи розтягнутої зони елемента. В стиснутій зоні перерізу на початкових стадіях навантаження спостерігаються значні деформації стиску. При

навантаженні $M=79.95\text{кНм}$ в балці відбулося руйнування бетону, яке супроводжувалось потріскуванням.

Деформації зразка Бм-1-1, який забетонований бетоном складу №1, на початкових стадіях навантаження проявлялися пружні властивості листової арматури й бетону до досягнення 80-85% від граничних навантажень.

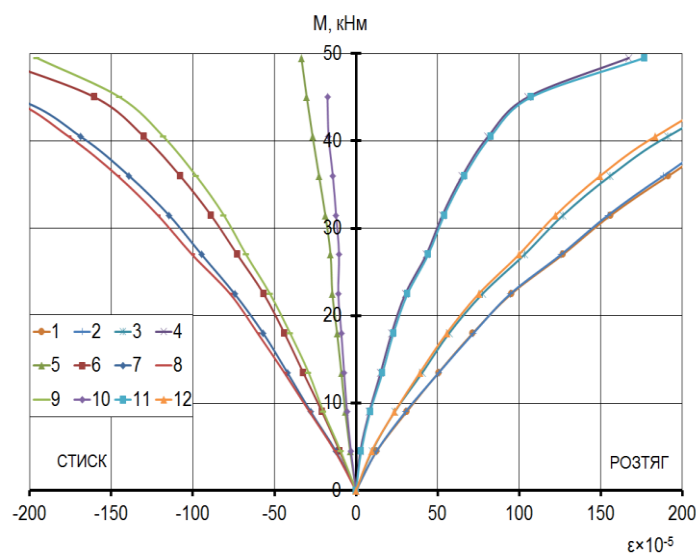
Зразок Бм-1-2 був підсилений сталеву пластину в розтягнутій зоні, яка закріплювалась за допомогою клейового з'єднання. При досягненні навантаження $M=88.25\text{кНм}$ в балці відбулося руйнування клейового з'єднання між сталеву пластину підсилення та експериментальною балкою.

Максимальні деформації зразка Бм-1-2 складала $484,4 \cdot 10^{-5}$ (розтягнуте волокно) і $394,3 \cdot 10^{-5}$ (стиснуте волокно), що пояснюється активною роботою бетону в стиснутій зоні, який сприймає на себе значні стискаючі напруження.

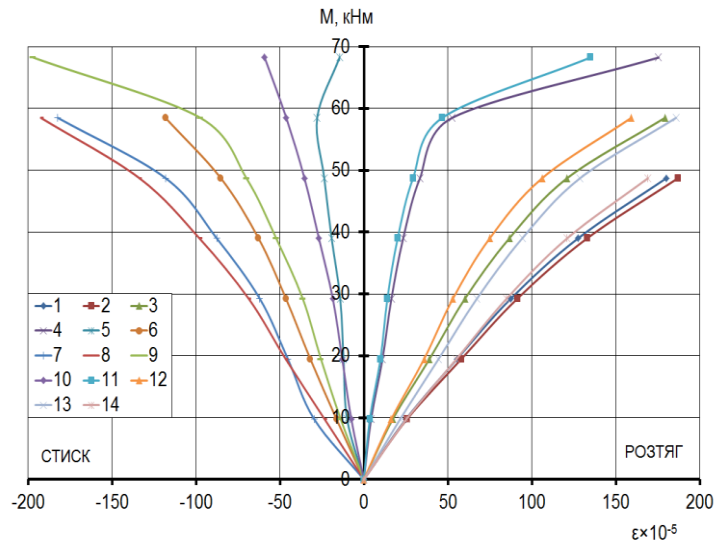
Вплив бетону в розтягнутій зоні на роботу елемента незначний.

Зразок Бм-1-3 був підсилений сталеву пластину в розтягнутій зоні, що закріплювалась за допомогою зварювання. При досягненні навантаження $M=83.87\text{кНм}$ в балці відбулося руйнування зварного шва з подальшим відривом сталеву пластину від балки.

Бм-1-1



Бм-1-2



Бм-1-3

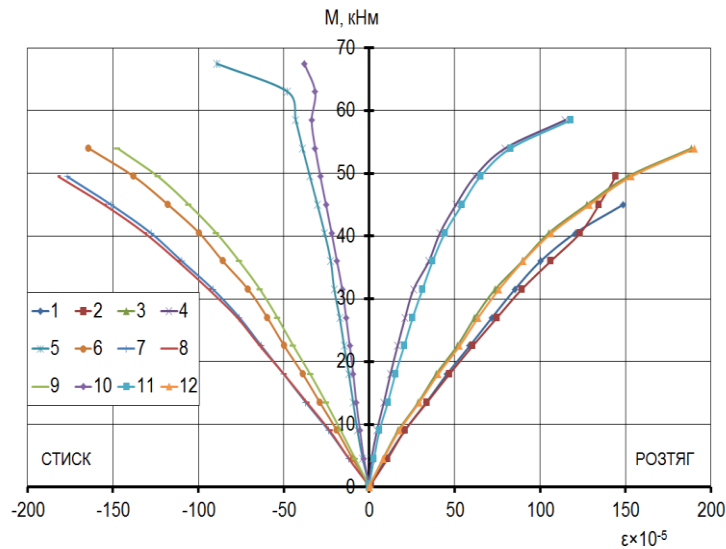


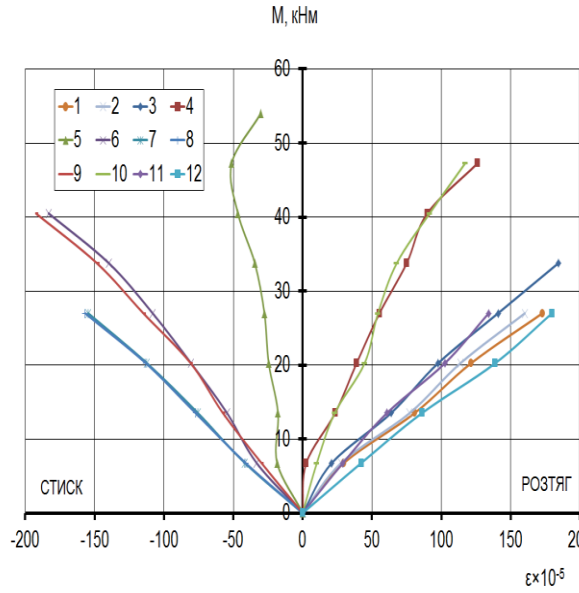
Рисунок 4.1 – Залежність поздовжніх деформацій від величини згинального моменту в крайніх волокнах досліджувальних зразків серії Бм-1

Різниця між значеннями граничних деформацій зразків серій Бм-1, Бм-2 і Бм-3 пояснюється наявністю різного типу сталевих підсилення (пластини та кутика) в розтягнутій зоні та типу з'єднання.

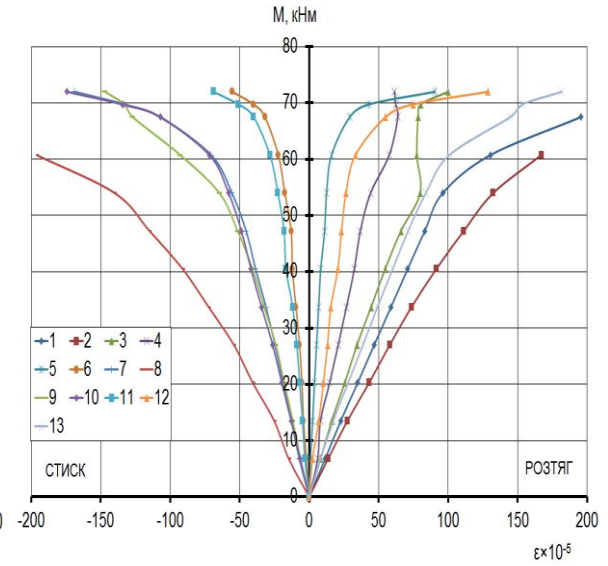
Також закономірність прослідковується за допомогою по графіків залежності поздовжніх деформацій від величини згинального моменту по

висоті перерізу для балок серії Бм-2 та Бм-3 (рис. 1.2), які побудовані у вигляді епюри, отриманих за результатами вимірювань згідно схеми розміщення вимірювальних приладів (рис. 4.2).

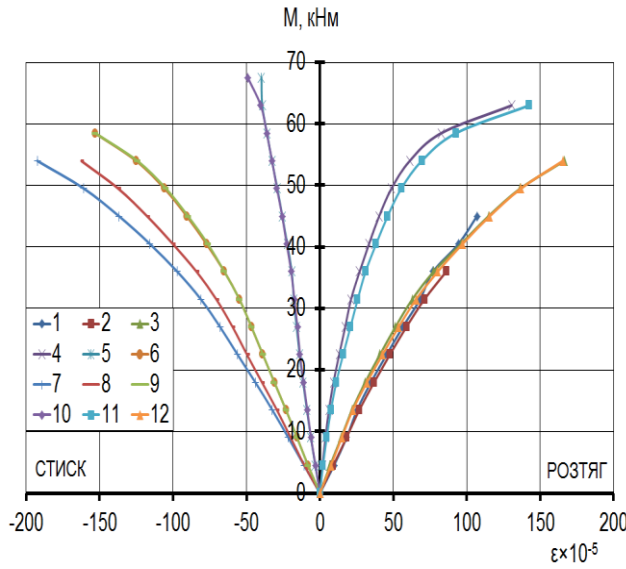
Бм-2-1



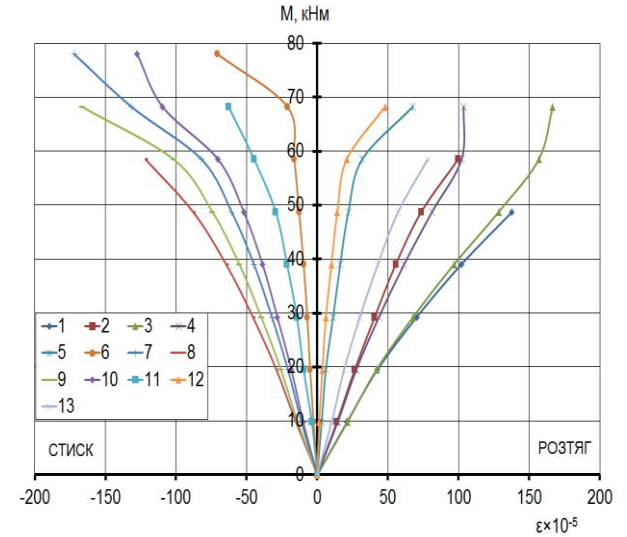
Бм-2-2



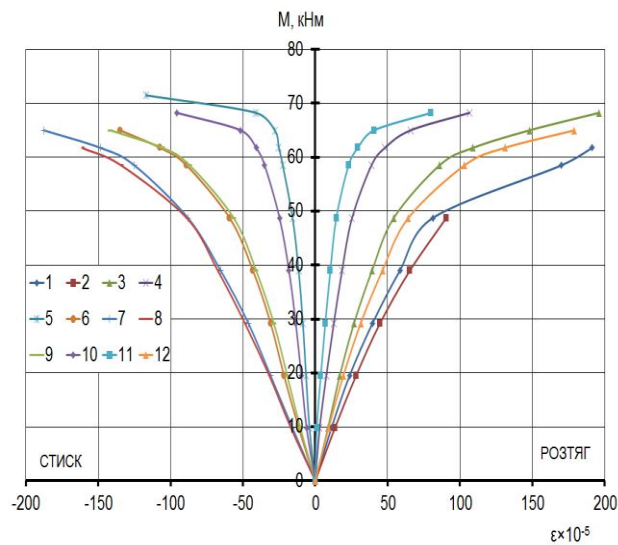
Бм-2-3



Бм-3-1



Бм-3-2



Бм-3-3

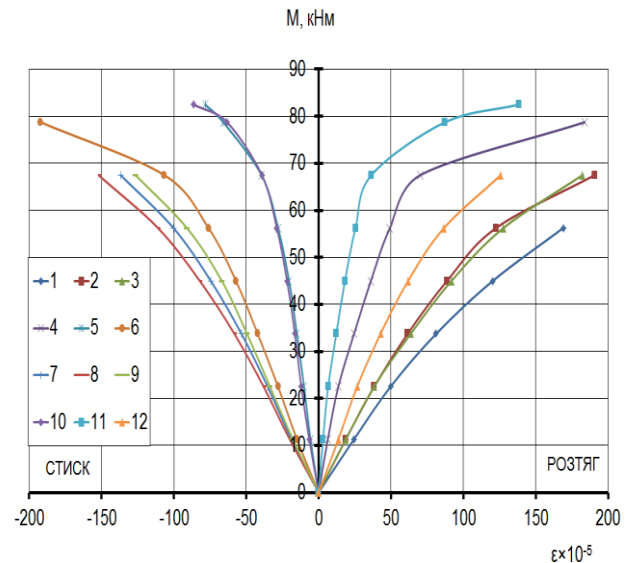


Рисунок 4.2 – Залежність поздовжніх деформацій від величини згинального моменту в крайніх волокнах досліджувальних зразків серії Бм-2, Бм-3.

Аналіз залежностей поздовжніх деформацій від величини згинального моменту по висоті перерізу зразків серії Бм-3 дозволяє зробити висновок, що висота стиснутої зони із збільшенням навантаження не змінюється.

Так, на перших стадіях роботи балок виникають переважно пружні деформації, про що свідчить характер епюри деформацій по висоті перерізу. Деформації стиску і розтягу в нормальних перерізах розподіляються по висоті елемента у відповідності з гіпотезою плоских перерізів.

Загальною особливістю для випробуваних зразків серії Бм-2 та Бм-3 є те, що нейтральна вісь із збільшенням навантаження практично не змінює свого положення.

Загалом можна відзначити, що у більшості зразків, особливо в серії Бм-3, деформації стиску бетону дещо більші за деформації стиснутої листової арматури.

Цей факт можна пояснити тим, що тензорезистори, якими вимірювали деформації стиску бетону на верхній грані зразка, розміщені далі від нейтральної осі, ніж тензорезистори на сталевому підсиленні.

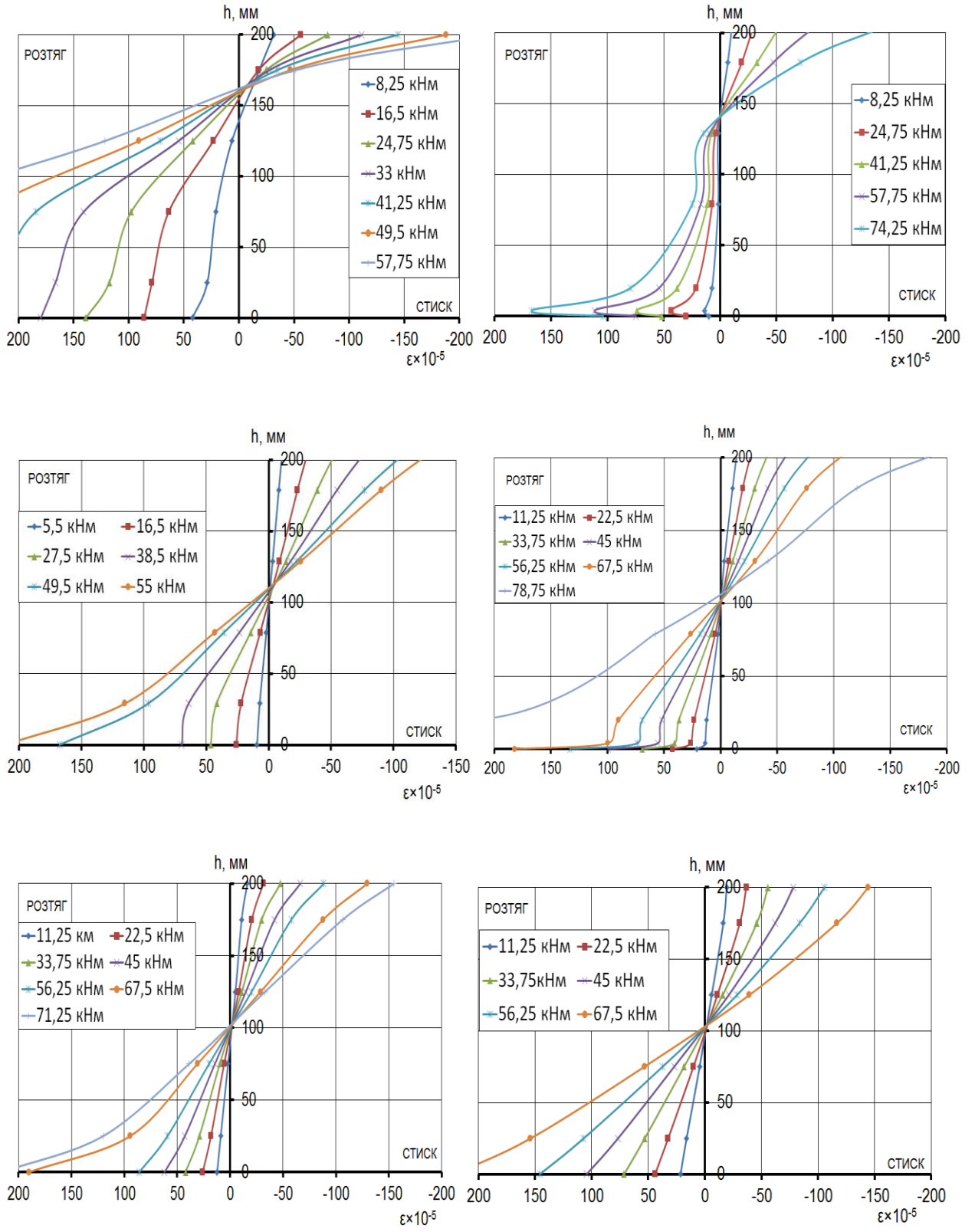


Рисунок 4.3 – Епюри розподілу деформацій по висоті нормального перерізу зразків серії Бм-2 та Бм-3

Інший характер розвитку деформацій, на відміну від серії Бм-2, мали зразки серії Бм-3 (рис. 4.3), в яких сталеве підсилення приварено до нижнього листа і бокових стінок листової сталі основної балки.

На всіх стадіях навантаження в стиснутій зоні перерізу деформації мають криволінійний характер, особливо виражений в місці розташування стрижневої арматури в стиснутій зоні.

Отже аналіз графіків приводить до висновком із рис. 4.2 і 4.3 є, що перерізи в процесі навантаження не залишаються плоскими, а викривляються, що відбувається за рахунок розвитку пластичних деформацій. Цевказує на необхідність коригування існуючих розрахункових формул для визначення несучої здатності сталезалізобетонних елементів із зовнішнім листовим армуванням: в данних розрахунках теребаспираься на гіпотезу плоских перерізів із великим наближенням.

За допомогою ланцюга електротензорезисторів, довжина якого дорівнювала відстані між зосередженими силами (згідно схемі розміщення вимірювальних приладів), вимірювались поздовжні деформації в розтягнутій зоні перерізу, а саме, на зовнішній поверхні нижнього сталевого листа підсилення.

Із графіків деформацій зразків серії Бм-2 та Бм-3 можна визначити місця, де утворювались тріщини в бетоні розтягнутої зони перерізу. До рівня навантажень 80-85% від руйнуючого, деформації розвивались рівномірно і прямолінійно, що свідчить про сумісну роботу бетону з листовою арматурою.

При подальших навантаженнях деформації мають хвилясто подібний розподіл, що пояснюється утворенням нормальних тріщин в бетоні розтягнутої зони перерізу елемента. Після утворення нормальних тріщин та по мірі їх розвитку починає інтенсивно деформуватись листова арматура, за рахунок чого утворюються хвилясто подібні лінії.

Інший характер розподілу поздовжніх деформацій по довжині сталевого листа спостерігався у зразків серії Бм-3, в яких на початкових стадіях

навантаження виявляється криволінійний характер розподілу деформацій за рахунок того, що зварні шви створювали місця концентраторів напружень.

При подальших навантаженнях спостерігались чіткі хвилясто подібні деформації з піками, які відповідали утворенню нормальних тріщини в розтягнутій зоні перерізу елементів.

В процесі випробовування балок були отримані експериментальні величини прогинів на кожному етапі завантаження. Фактичний прогин балок доводився до контрольного навантаження, який визначався після 30-хвилинної витримки. Контрольне навантаження визначалося згідно прийнятої методики розрахунку при перевірці жорсткості.

Жорсткість згинальних елементів визначалась згідно рекомендацій [44]. Значення контрольного навантаження при перевірці міцності і жорсткості елемента визначалося множенням коефіцієнта безпеки C на значення навантаження, що відповідає несучій спроможності виробу, визначеного розрахунком з урахуванням наперед визначених параметрів опорів матеріалів та прийнятої схеми навантаження.

Значення коефіцієнта безпеки C для згинальних елементів зі змішаним армуванням визначається за такою формулою:

$$C = \frac{C_1 A_{s1} + C_2 A_{s2} + C_3 A_{s3} + \dots}{A_{s1} + A_{s2} + A_{s3} + \dots}, \text{ де} \quad (4.1)$$

C_i ($i=1,2,3\dots$) – коефіцієнт безпеки C , що визначається за таблицею Б.1 [44] для арматури i -го класу;

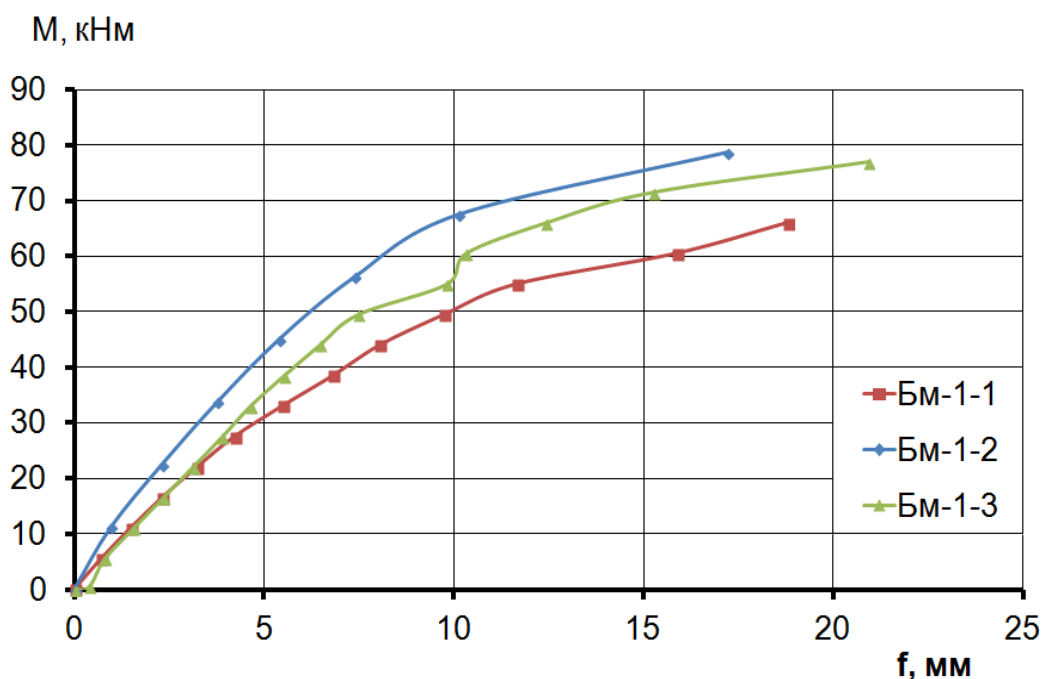
A_i ($i=1,2,3\dots$) – площа поперечного перерізу арматури i -го класу.

До досягнення контрольного навантаження зразки повністю розвантажувались, щоб зафіксувати залишковий прогин і залишкові деформації.

Після розвантаження, згідно прийнятої послідовності, завантажувались зразки до вичерпання несучої здатності згинальних елементів. Про характер зміни прогинів балок можна судить з (рис. 4.4), на яких представлені експериментальні криві „навантаження-прогин”.

Аналіз результатів по замірах прогинів зразків серії Бм-1, Бм-2 та Бм-3 до навантажень, які складають 50...60% від контрольного навантаження, показує, що в цьому випадку спостерігається лінійна залежність, яка свідчить про пружну роботу конструкції.

Подальше збільшення навантажень призводить до помітного зменшення жорсткості елемента внаслідок руйнування бетону в розтягнутій зоні та відриву сталевого елемента підсилення від експериментального зразка, а також виникнення місцевої втрати стійкості боковими стінками елемента. Після досягнення контрольного навантаження відбувалось розвантаження зразка.



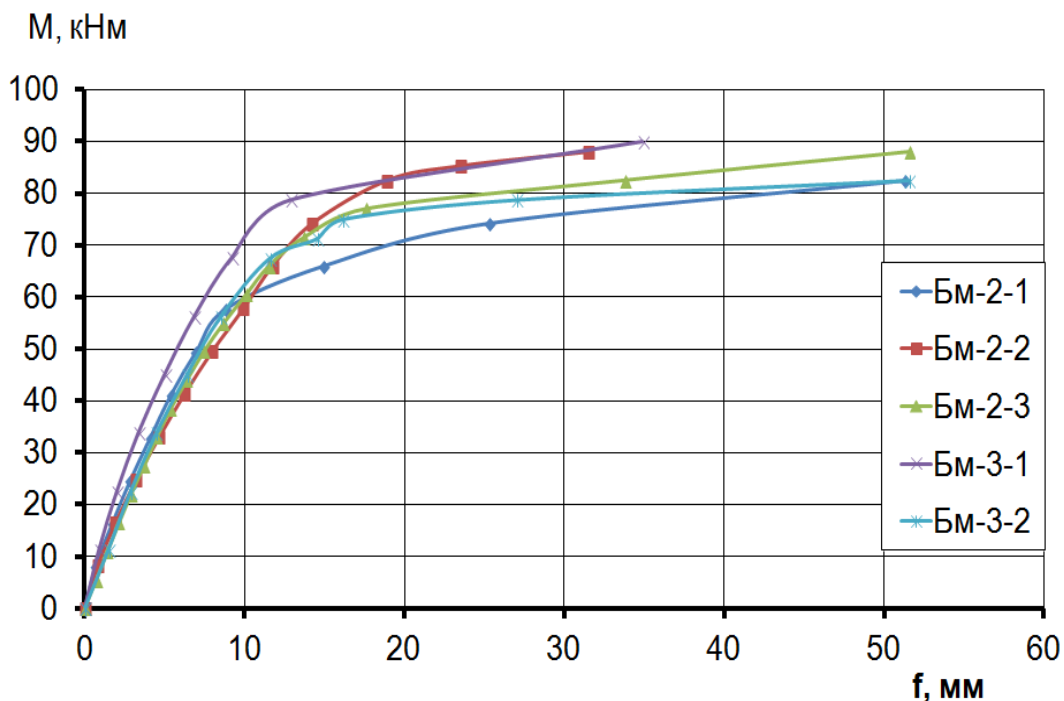


Рисунок 4.4 – Залежність прогинів від величини згинального моменту зразків серії Бм-1, Бм-2, Бм-3

З графіків рис. 4.4. видно, що у зразка Бм-3-3 залишковий прогин після зняття контрольного навантаження становив приблизно 0,3 см, за рахунок того, що стиснута зона перерізу знаходилась у пластичній стадії. Втрата несучої здатності елемента відбулося за рахунок руйнування бетону та появою тріщин в розтягнутій зоні.



Рисунок 4.5 – Характери руйнування експериментальних зразків Бм-1-2 та Бм-3-2

Аналіз результатів замірів прогинів зразків серії Бм-2 та Бм-3 дозволяє зробити висновок, що на всіх етапах аж до досягнення контрольного навантаження між навантаженнями і прогинами спостерігається лінійна залежність.

Це пояснюється сумісною роботою бетону і сталі. Найбільший прогин виявився у зразка Бм-2-3 (біля 5.2 см) при максимальному навантаженні 88 кНм.

Руйнування балок даної серії відбувалось однаково, за рахунок відшарування вертикальної листової сталі від бетону, що призводило до місцевої втрати стійкості в найбільш напруженому перерізі з одночасним руйнуванням бетону та появою тріщин в стиснутій зоні (рис. 4.5).

Залишкові прогини зразків серії Бм-2 після зняття контрольного навантаження становили $f_{зал} = 0.4 - 0.5$ см. В початковий період і в процесі збільшення зусиль, криві „навантаження-прогин” мали близькі відносно один одного значення. При навантаженнях, близьких до руйнуючих ($0.8 - 0.9M_f$), залежність „навантаження-прогин” викривлялась при незначному збільшенню зусиль, а прогини продовжували зростати.

Зі збільшенням зусилля елементи продовжували чинити опір, але при цьому інтенсивно продовжували зростати пластичні деформації. Руйнування елементів даної серії проходило пластично і мало такий же характер, що і елементи серії Бм-3, в розтягнутій зоні перерізу.

a)



б)



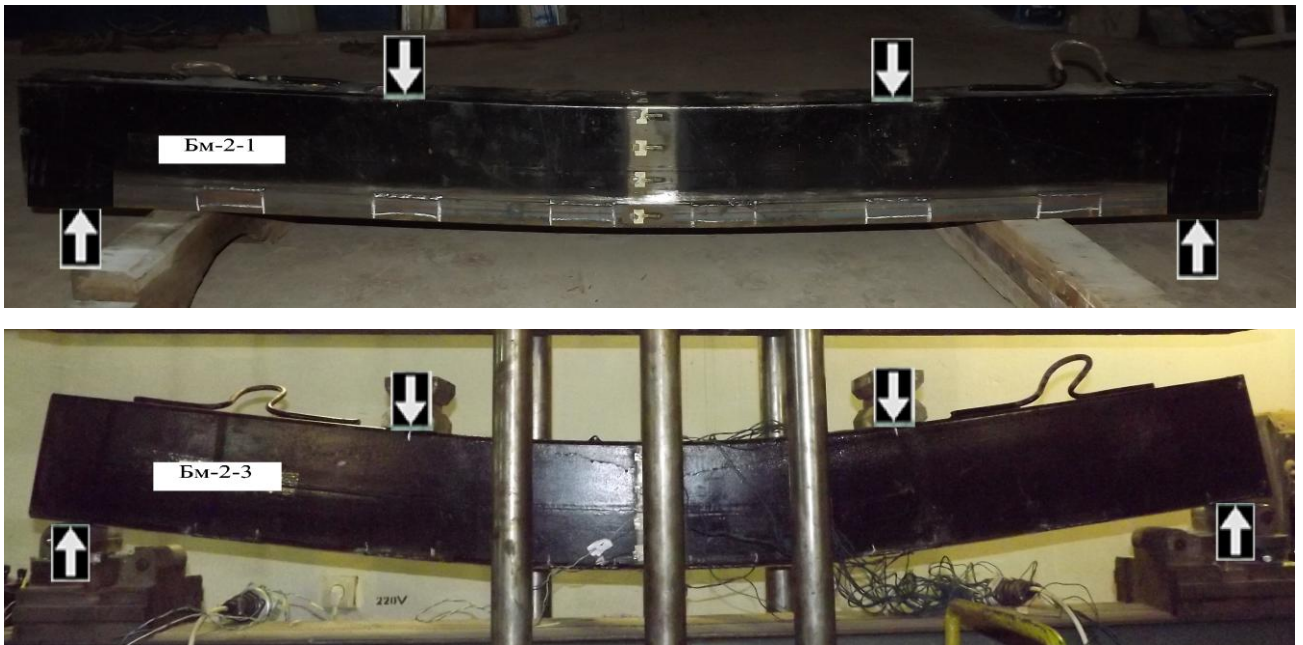


Рисунок 4.6 – Схема навантаження та характер руйнування зразків серії:
Бм-1 та Бм-2

В процесі випробування не виявлено будь якого суттєвого порушення зв'язку стінок профільної труби з ядром, як в процесі завантаження, так і при повній втраті несучої здатності елементів. Це підтверджує наше передбачення про те, що виникаючі в стиснутій зоні поперечні деформації бетону створюють значний тиск на стінки посиленних трубобетонних балок.

Після проведення експериментальних випробувань елементів на дію згинального моменту, було встановлено також характер розвитку нормальних тріщин в бетоні трубобетонних балок. З цією метою проводилося розрізалися сталеві стінки профільної по середині прольоту кількох зразків серії Бм-1-1 та Бм-3-2 по всій довжині балки.

Із рисунку 4.5 видно, що розвиток нормальних тріщин у бетоні посиленних трубобетонних елементів має такий же характер, як і в традиційному залізобетоні із стрижневим армуванням.

При проведенні експериментальних досліджень встановлено, що несуча здатність сталезалізобетонних елементів, посиленних зовнішнім сталевим армуванням втрачається не крихко.

При цьому, ці зразки на відміну від залізобетонних елементів із традиційним армуванням здатні витримувати зростаюче навантаження при значних деформаціях. Враховуючи вищезначене в якості несучої здатності в процесі проведення експериментів над згинальними елементами були зафіксовані такі навантаження двох типів, а саме:

1. навантаження, які відповідали контрольним значенням згідно [44], тобто поздовжнім деформаціям, при яких виникають напруження текучості сталі (M_y).

2. максимальні навантаження, які здатен витримати елемент (M_u).

Результати граничних значень навантажень наведені в таблиці 4.1.

В таблиці 4.1 приведені граничні значення для всіх випробуваних зразків несучої здатності, що відповідають стану «1» і «2» (значення M_y і M_u).

Таблиця 4.1

Несуча здатність згинальних елементів по нормальному перерізу

Зразок	Згинальний момент, кНм		$n = \frac{M_u}{M_y}$	Прогин f_{max} , см	$m = \frac{M_b}{M_{cm}}$
	M_y	M_u			
Бм – 1 – 1	75,01	73,10	1,22	0,50	3,67
Бм – 1 – 2	77,64	78,50	1,26	0,91	3,84
Б м – 1 – 3	78,50	72,71	1,07	0,97	4,04
Бм – 2 – 1	77,65	74,70	1,05	1,43	5,76
Бм – 2 – 2	77,95	75,03	1,06	1,55	6,17
Б м – 2 – 3	78,60	82,76	1,04	1,31	2,15
Бм – 3 – 1	82,30	89,00	1,20	1,43	2,31
Бм – 3 – 2	84,68	92,37	1,09	1,52	2,40
Бм – 3 – 3	86,77	92,37	1,09	1,52	2,40

Порівнюючи результати дослідження зразків з використанням підсилення та без нього, можна впевнитись у можливість застосування

акрилових та епоксидних клеїв для приєднання зовнішнього листового армування з метою збільшення площі поперечного перерізу небезпечної зони.

Як видно із наведених графіків рис. 4.3. бетон із приклеєним сталевим підсиленням працювали сумісно на всіх стадіях завантаження аж до повного руйнування, яке відбувалось в момент пружної роботи сталі.

Слід окремо звернути увагу на значне зменшення деформативності конструкцій, в яких використовувався акриловий клей. Про це свідчить факт, що відносні деформації та прогин в залежності від навантаження зменшувалися приблизно на 15% при тому, що несуча здатність, як видно із табл. 4.2 збільшилася на 35%.

У випадку використання епоксидного клею несуча здатність зразка зросла ще на 3%. Однак максимальний прогин був значно більшим, що можна пояснити руйнуванням зразка в позакритичній стадії роботи матеріалів.

На даний час існують різні методи оцінки ефективності згинальних елементів із зовнішнім армуванням. Так пропонується оцінювати ефективність згинальних елементів із зовнішнім армуванням за [133] по формулі:

$$m = \frac{M_{\delta}}{M_{cm}}, \text{ де} \quad (3.2)$$

M_{δ} – згинальний момент, що витримує забетонований елемент;

M_{cm} – згинальний момент, що витримує посилений трубобетонний елемент.

Коефіцієнт ефективності m говорить про ступінь підвищення несучої здатності порожньої сталеві конструкції при заповненні її бетоном. Із таблиці 4.1 випливає, що коефіцієнт m коливається в значних межах від 2.5 до 5.6. Це свідчить про те, що несуча здатність елементів, заповнених бетоном, в 2.5 – 5.5 разів вище, ніж у сталеві опалубки. Згинальні елементи без наявності бетону руйнувались від втрати місцевої стійкості бокових стінок в стиснутій зоні, як відмічалось вище.

Висновки до розділу 4

1. Сталобетонні балки, посилені зовнішнім сталевим армуванням, на всіх ступенях завантаження працюють як єдина монолітна конструкція, а запропоновані сталеві елементи підсилення та способи їх закріплення забезпечують сумісну роботу основної конструкції та елемента підсилення

2. Профіль сталевих елементів підсилення, місце його влаштування та тип з'єднання впливають на міцність та деформативність балки в цілому.

3. Несуча здатність та міцність балки залежать від механічних характеристик матеріалів, що входять до її складу, яка посилюється, а також залежить від площі сталевих елементів підсилення.

4. Текучість зовнішнього сталевих армування та стінок основної балки в найбільш напружених волокнах перерізу помічається вже при навантаженнях 80-90% від руйнуючих, що свідчить про високу надійність таких конструкцій.

5. Конструкції балок, посилені зовнішнім сталевим армуванням, мають більшу відносну жорсткість та несучу здатність: на згинальний момент – на 40-55% в порівнянні з непідсиленими конструкціями.

6. Характер розподілу поздовжніх деформацій по висоті перерізу посиленіх сталезалізобетонних балок на всіх стадіях напружено-деформованого стану близький до лінійного.

7. На всіх етапах завантаження згинальними моментами в конструкціях, посиленіх зовнішнім сталевим армуванням, забезпечується сумісна робота основної балки та елемента підсилення.

8. Клейове та зварне з'єднання виявилось ефективним і надійним, про що свідчить їх безвідмовна робота до повного руйнування, яке відбувалося тільки після втрати зв'язку сталобетонною балкою та елементом підсилення. Підтверджено, що міцність клейового та зварного з'єднання виявилися досить високою і здатною забезпечити сумісну роботу основної балки з елементом підсилення.

Таким чином, можна вважати доведеним, що для забезпечення сумісної роботи цих елементів для підсилення сталобетонних конструкцій можна використовувати акрилові та епоксидні клеї, поряд зі зварним з'єднанням. При цьому відпадає необхідність використання складних анкерних засобів.

РОЗДІЛ 5

ВПРОВАДЖЕННЯ ТА ЕКОНОМІЧНА ЕФЕКТИВНІСТЬ ВИКОРИСТАННЯ ЗОВНІШНЬОГО СТАЛЕВОГО АРМУВАННЯ ПРИ ПІДСИЛЕННІ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

5.1. Проекти дослідних конструкцій, посилені зовнішнім сталевим армуванням

У цьому підрозділі розглянута конструктивна ефективність нового методу підсилення стале залізобетонних згинальних конструкцій, посилені зовнішнім сталевим армуванням.

Проекти підсилення сталезалізобетонних ригелів розроблялись переважно для будівель харчової та переробної промисловості, розміщених у стиснених умовах діючого підприємства, обмежених габаритами вже забудованого майданчика. Для невеликих серій таких збірних ригелів не вигідне виготовлення нової металевої опалубки і, при узгодженні із замовником, часто буває доцільним використання незйомної опалубки.

Реконструкція промислових будівель та споруд є складовою частиною загальної реконструкції підприємств. Зміна умов експлуатації та функціонального призначення будівельних конструкцій , як результат впровадження нових технологій, в більшості випадків потребує проведення для них додаткових заходів.

Монтаж додаткового обладнання призводить до збільшення навантаження, зміни місця їх прикладання та характеру, внесення змін в розрахункові схеми, що може викликати необхідність попереднього підсилення конструкцій будівельних споруд. В процесі реконструкції будівельні споруди повинні бути розраховані згідно вимог існуючих нормативних документів при змінених умовах експлуатації.

Після прийняття рішення про підсилення в кожному окремому випадку необхідно розробити таку конструкцію підсилення, яка б відповідала вимогам міцності, довговічності та естетичного сприйняття. Метод нарощування перерізу - один з найбільш популярних методів підсилення існуючих будівельних конструкцій.

Всі елементи підсилення, при збільшенні збільшені площі поперечного перерізу несучого елемента, підвищують його жорсткість, тим самим зменшується його гнучкість, що для елементів, які працюють на стиск або розтяг має велике значення. Тому, якщо навіть коли елемент, що підсилює конструкцію не може сприймати розрахункове навантаження, все одно зменшуючи гнучкість конструкції, він підвищує його несучу здатність

Представлений сталезалізобетонна балка являє собою комплексну конструкцію, яка складається із основної балки та сталевого елемента підсилення (рис. 5.1).

Зразки балок виготовлялися згідно індивідуального замовлення на ПАТ «Завод залізобетонних конструкцій імені Світлани Ковальської» в м. Києві.

Характеристики основного бетону балок, що досліджується, визначалися за результатами випробувань контрольних зразків кубів та призм.

Зразки виконуються з одного замісу бетону, що використовувався при формуванні балок і які тужавіли в однакових умовах, що і балки.

В якості клейових сумішей використовуються два типи клеїв – на основі епоксидної смоли Sikadur 30 Normal та акриловий клей АСТ-Т.

Для влаштування клейового з'єднання використовується двохкомпонентний (полімерне в'язуче, наповнювач) акриловий клей з наповнювачем, склад якого розроблений у Харківській національній академії міського господарства.

Найбільш оптимальним складом клею для проведення будівельних робіт є: 100 мас-частин полімеру, 100 мас-частин затверджувача, 150 – 300 мас-частин наповнювача в залежності від крупності кварцового піску. В нашому випадку ця пропорція становить 1:1:2.

Однією з найважливіших технологічних характеристик клею є його життєздатність, тобто проміжок часу, протягом якого його можна застосовувати для виготовлення конструкцій. Вона залежить від його складу і температури середовища. Наприклад, для одного й того складу клею при зміні температури від 25 до 10°C життєздатність складає 16 – 250 хв.

Для виготовлення дослідних зразків використовувався заводський багатокомпонентний епоксидний клей іноземного виробництва (Польща) Sikadur (Сікадур). Його фізико-механічні характеристики після набуття проектної міцності та основні властивості наближені до акрилового.

Епоксидний клей нескладний в приготуванні та використанні, його можна наносити як на суху, так і на вологу поверхню, має стабільну консистенцію при високій температурі, твердіє без усадки, стійкий до зношування та ударів, має високу хімічну стійкість.

Клей поставляється в герметичних металевих банках масою 1,2 кг у вигляді двох окремо ізольованих компонентів, які надалі змішуються у пропорції 1:2 механічним способом.

Готовий клей за консистенцією і кольором подібний до цементно-піщаного розчину. Клей має гарні тиксотропні властивості, тобто не стікає з вертикальних і стельових поверхонь. Життєздатність клею залежить від температури навколишнього середовища і варіюється від 145 хв при + 10°C і 35 хв при + 30°C. Клей не можна використовувати при від'ємних температурах.

При підсиленні та ремонті залізобетонних конструкцій полімерними композиціями акриловий і епоксидний клеї відповідають наступним загальним вимогам:

- адгезійна та когезійна міцність полімер-розчину має бути не нижче міцності бетону залізобетонних елементів, що підсилюються або з'єднуються;
- коефіцієнт лінійного розширення полімерної композиції повинен бути близьким до коефіцієнту лінійного розширення бетону;

– підсилена, відновлена залізобетонна конструкція або її з'єднання повинні бути стійкими до впливу експлуатаційного середовища і в цих умовах забезпечувати необхідну довговічність;

– технологічна життєздатність полімеррозчину повинна відповідати виробничим вимогам та мати можливість до її регулювання в залежності від умов виробництва;

– використовувані в полімерній композиції складові повинні мати мінімальну токсичність, а в затверділому стані полімер-розчин повинен бути абсолютно нешкідливим.

В якості елементів підсилення, були використані сталеві пластини (смужки) зі сталі марки 09Г2С, шириною 90мм і товщиною 3мм та металеві кутики 40х40х3 по ГОСТ 8509-93.

Підсилення існуючих сталезалізобетонних перетинок, шляхом приклеювання зовнішнього сталевих армування виконувалося по об'єкту “ Реконструкція промислового цеху з прибудовою нежитлових приміщень для розміщення торговельно-розважального та офісного комплексу з паркінгом по вул. Магнітогірська ,1, в мю Києві”. Економічна ефективність при підсиленні існуючих будівельних конструкцій склала - 63840грн згідно кошториса.



Рисунок 5.1 – Загальний вигляд конструкцій покриття при реконструкції промислової будівлі

5.2. Економічна ефективність досліджуваних конструкцій

На основі запроектованих згинальних сталезалізобетонних балок, було проведено техніко-економічне порівняння з конструкціями, що були підсилені зовнішнім сталевим армуванням та стрічками з вуглеволокна.

Розрахунок конструкцій проводився із умови забезпечення міцності і жорсткості.

В якості головного показника, що характеризує економічну ефективність сталезалізобетонних конструкцій, посилених зовнішнім сталевим армуванням, прийняті приведені затрати на одиницю виробу.

Вартість на забезпечення вогнестійкості в даному випадку для сталезалізобетонних і сталевих конструкцій не враховувалась. Найбільш вогнестійкі залізобетонні конструкції із звичайним армуванням, їх використання дозволяється у всіх будівлях. В цьому полягає їх перевага в порівнянні із сталевими і сталезалізобетонними конструкціями. Але вогнестійкість сталезалізобетонних конструкцій не досліджувалась, тому їх використання обмежене областю застосування незахищених сталевих конструкцій.

Розрахунок собівартості одиниці продукції

Розрахунок собівартості одиниці продукції здійснюється за калькуляційними статтями:

- сировина і матеріали;
- покупні комплектуючі вироби, напівфабрикати, роботи і послуги виробничого характеру сторонніх підприємств;
- паливо та енергія на технологічні цілі;
- основна заробітна плата;
- додаткова заробітна плата;
- відрахування на соціальне страхування;
- витрати на підготовку і освоєння виробництва;
- витрати на утримання та експлуатацію устаткування;

- загально виробничі витрати;
- загальногосподарські витрати;
- інші витрати;
- позавиробничі витрати;

При розрахунку витрат по статтях калькуляції керувались відповідними статтями:

5.2.1 Визначення прямих матеріальних витрат

а) Визначення витрат по статті „сировина та матеріали”

До цієї статті включаються витрати на основні та допоміжні матеріали. До витрат на сировину та основні матеріали відноситься вартість матеріалів, які входять до складу продукції, що виготовляється. Витрати по цій статті визначаються, виходячи з норм витрат матеріалів відповідного виду - P , середньої ціни одиниці матеріалу відповідного виду - C з урахуванням коефіцієнту транспортно-заготівельних витрат - $K_{тр}$, який приймається в межах від 1.05-1.1. Вартість повернених відходів не враховується.

Тоді витрати на сировину та матеріали визначаються за наступною формулою:

$$B_{mat.} = C_{б} + C_{арм.}, \quad (5.1)$$

де $C_{б}$ – вартість бетону;

$C_{арм.}$ – вартість арматури або прокатного профілю.

Вартість бетону та арматури визначаються таким чином :

$$C_{б} = C_{б}^{од.} \cdot P_{б} \cdot K_{тр.} \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2, \quad (5.2)$$

де $C_{б}^{од.}$ – ціна 1 м³ бетону;

$P_{б}$ – витрати бетону на 1 м³ конструкції в кг/м³;

κ_1 – коефіцієнт втрат бетону, приймається від 1.01 до 1.03;

κ_2 – коефіцієнт, що враховує коливання цін, приймається від 2 до 5.

$$C_{арм.} = C_{арм.}^{од.} \cdot P_{арм.} \cdot K_{тр.} \cdot \kappa_2, \quad (5.3)$$

де $C_{арм.}^{од.}$ – ціна 1т арматури (прокатного профілю), приймається за фактичними даними;

$P_{арм.}$ – витрати арматури на 1 м³ конструкції в т / м³;

κ_2 - коефіцієнт втрат арматури, приймається від 1.05 до 1.1.

До витрат на «допоміжні матеріали» відносяться витрати на матеріали технологічного призначення, які безпосередньо споживаються при виробництві конструкцій та не входять до їх складу. Витрати на допоміжні матеріали на 1 м³ конструкції визначаються за формулою:

$$B_{доп.} = C_{доп.}^{од.} \cdot P_{доп.}, \quad (5.4)$$

де $C_{доп.}^{од.}$ – вартість одиниці змащувальних матеріалів;

$P_{доп.}$ – витрати змащувальних матеріалів, приймається по [148].

б) Визначення витрат по статті " паливо і енергія"

До цієї статті відноситься вартість палива та енергії: пар, енергія і т.д. Витрати на паливо (пар для пропарювання залізобетонних конструкцій) визначаються за наступною формулою;

$$B_{пал.} = C_{пал.}^{од.} \cdot P_{пал.}, \quad (5.5)$$

де $C_{пал.}^{од.}$ – вартість 1 т палива, яке необхідне для виробництва залізобетонних конструкцій;

$P_{пал.}$ – витрати пару як палива для пропарювання в т/ м³.

Витрати на силову енергію визначаються

$$B_{ен.} = C_{ен.}^{од.} \cdot d_{ен.}, \quad (5.6)$$

де $C_{ен.}^{од.}$ – вартість однієї квт-год. електроенергії;

$d_{ен.}$ - витрати енергії в квт-год на 1 м³ конструкції.

в) Визначення загальних матеріальних витрат

Загальні матеріальні витрати визначаються за формулою:

$$B_{мат.витр.} = B_{мат.} + B_{доп.} + B_{пал.} + B_{ен.}, \quad (5.7)$$

де $B_{\text{мат. витр.}}$ – матеріальні витрати на виготовлення 1 м³ конструкції збірного залізобетону;

$B_{\text{мат.}}$, $B_{\text{доп.}}$, $B_{\text{пал.}}$, $B_{\text{ен.}}$ – вартість бетону, арматури (прокатного профілю), змащувальних матеріалів, палива, енергії.

5.2.2. Визначення витрат на заробітну плату виробничих робітників

а) Витрати на основну заробітну плату

До статті "Основна заробітна плата" відноситься пряма заробітна плата робітників, яка розраховується за емпіричною формулою:

$$B_{\text{осн.зп.погод}} = 1.4 \cdot K_m \cdot \sum Z_{\text{зп.}}^i, \quad (5.8)$$

де $B_{\text{осн.зп.}}$ – витрати на основну заробітні плату;

K_m – коефіцієнт за генеральною тарифною угодою ($K_m=1.1-1.3$);

$Z_{\text{зп.}}^i$ – заробітна плата і-го розряду (база розрахунку мінімальна заробітна плата);

Витрати на основну заробітну плату відрядників визначаються за формулою:

$$B_{\text{осн.зп.відр.}} = 1.4 \cdot Z_{\text{пл.}}^i, \quad (5.9)$$

де $B_{\text{осн.зп.відр.}}$ – основна заробітна плата робітників-відрядників.

Витрати на основну заробітну плату всіх робітників визначається:

$$B_{\text{осн.ЗП}} = B_{\text{осн.зп.погод}} + B_{\text{осн.зп.відр.}}, \quad (5.10)$$

Трудовитрати на виготовлення одиниці продукції розраховуються за наступною формулою :

$$T = \frac{Ч \cdot t \cdot T_{\text{еф}}}{N_{\text{пр}} \cdot K_{\text{вик}}}, \quad (5.11)$$

де $Ч$ – чисельність робітників цеху;

t – тривалість зміни (8 годин);

$T_{\text{еф}}$ – ефективний фонд робочого часу ($T_{\text{еф}}=240-250$ днів);

$N_{\text{пр}}$ – проектна потужність цеху, м³ за рік, визначається по [148].

$K_{\text{вик}}$ – коефіцієнт використання потужності, приймається (0.7-0.9).

б) Витрати на додаткову заробітну плату

На статтю "додаткова заробітна плата виробничих робітників" відносяться доплати до основного фонду заробітної плати - за роботу в вечірні та нічні зміни, за бригадирство, за навчання учнів, премії з фонду заробітної плати, оплата вихідних допомог і т. д. Витрати на додаткову заробітну плату визначаються за формулою

$$V_{\text{дод.ЗП}} = 0.16 \cdot Z_{\text{осн.ЗП}}, \quad (5.12)$$

де 0.16 – відсоток від основної заробітної плати

в) Витрати на відрахування на соціальне страхування

На статтю „ відрахування на соціальне страхування " відносять суму, яка дорівнює встановленому державою відсотку від суми основної та додаткової заробітної плати:

$$V_{\text{соц.від.}} = \kappa_{\text{соц.відр.}} \cdot (V_{\text{осн.ЗП}} + V_{\text{дод.ЗП}}), \quad (5.13)$$

де $\kappa_{\text{соц.відр.}}$ – встановлений державою відсоток відрахувань від суми заробітної плати, який включає відрахування на державне пенсійне страхування, на обов'язкове соціальне страхування, на обов'язкове соціальне страхування на випадок безробіття та відрахування в фонд ліквідації наслідків Чорнобильської катастрофи.

г) Визначення загальних витрат на заробітну плату

Загальні витрати на заробітну плату виробничих робітників дорівнюють:

$$V_{\text{зн.}} = V_{\text{осн.ЗП}} + V_{\text{дод.ЗП}} + V_{\text{соц.від.}}, \quad (5.14)$$

де $V_{\text{зн.}}$ – загальні витрати на заробітну плату;

$V_{\text{осн.ЗП}}$, $V_{\text{дод.ЗП}}$, $V_{\text{соц.від.}}$ – витрати на основну, додаткову заробітну плату та відрахування на соціальне страхування.

д) Загальногосподарські витрати

До статті «загальногосподарські витрати» відносяться витрати на загальне управління підприємством та організацію виробництва в цілому, тобто заробітна плата з відрахуваннями персоналу управління

підприємством витрати на відрядження, утримання пожежної та сторожової охорони, амортизація та інші. При калькулюванні собівартості ці витрати відносяться до комплексних статей та розподіляються пропорційно заробітній платі основних виробничих робітників підприємства. Для визначення цих витрат на практиці складається кошторис загальногосподарських витрат. Для обліку загальногосподарських витрат у складі собівартості окремих виробів застосовується коефіцієнт $\kappa_{зг}$, який приймається в розмірі 0.7 – 0.8 від суми основної заробітної плати.

$$B_{зг} = B_{осн.ЗП} + \kappa_{зг} \cdot \quad (5.15)$$

е) Визначення виробничої собівартості одиниці продукції

Виробнича собівартість визначається як сума витрат по статтях, які наведені вище з урахуванням інших витрат.

$$C_{соб.}^{вир.} = (B_{мат.витр.} + B_{зн.} + B_{уст.} + B_{зг.}) \cdot \kappa_{ін.}, \quad (5.16)$$

де $C_{соб.}^{вир.}$ – виробнича собівартість одиниці продукції;

$B_{мат.витр.}$ – загальні матеріальні витрати;

$B_{зн.}$ – витрати на основну та додаткову заробітну плату;

$B_{уст.}$ – витрати на утримання та експлуатацію устаткування;

$B_{зг.}$ – загальногосподарські витрати;

$\kappa_{ін}$ – коефіцієнт, який враховує інші витрати (приймається до 1.05).

ж) Повна собівартість

Повна собівартість продукції включає виробничу собівартість і позавиробничі витрати, які приймаються в розмірі до 2 % від виробничої собівартості.

$$C_{соб.пов.} = C_{соб.вир.} + C_{поз.}, \quad (5.17)$$

де $C_{поз.}$ – позавиробничі витрати

з) Розрахунок собівартості товарної продукції

Розрахунок собівартості товарної продукції визначається таким чином:

$$C_{\text{соб.тов.}} = C_{\text{соб.нов.}} \cdot N \cdot K_{\text{вик.}}, \quad (5.18)$$

Результати розрахунку собівартості одиниці продукції приведені в таблиці 5.1.

Таблиця 5.1

Калькуляція собівартості конструкцій

№ п/п	Перелік статей калькуляції	Сталезалізобетонна балка посилена вугеволокном	Сталезалізобетонна балка посилена сталевим армуванням
1	Сировина та основні матеріали	5400	3530
2	Допоміжні матеріали	–	–
3	Паливо й енергія	432	228
4	Основна заробітна плата	426	467
5	Додаткова заробітна плата	68	75
6	Відрахування на соц. страхування	189	207
7	Заробітна плата виробничих робітників	683	749
8	Загальновиробничі витрати	128	140
9	Загальногосподарські витрати	85	93
10	Інші витрати (5 % від Σ 1–9)	320	274
11	Виробнича собівартість (Σ 1 – 10)	6731	5736
12	Позавиробничі витрати (на збут) (2 % від п.11)	135	115
13	Повна собівартість (п.11+п.12)	7866	5851

Із приведеної таблиці слідує, що в сталі залізобетонний згинальний елемент, посилений зовнішнім сталевим армуванням дає економію на 20%, порівняно з підсиленням такого самого елемента вуглеволокном.

Таким чином, використання згинальних сталезалізобетонних елементів, посилених зовнішнім сталевим армуванням у розглянутому вище випадку є конкурентно здатним на ринку збуту.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. *Аванесов М.П., Бондаренко В.М., Римшин В.И.* Теория силового сопротивления железобетона. Барнаул: Изд-во АлтГТУ, 1997.- 170 с.
2. *Аистов Н.Н.* Испытание сооружений. – 2-е изд., испр. и доп.– Ленинград, 1960.– 310 с.
3. *Астафьев Д. О.* Расчёт реконструируемых железобетонных конструкций.- СПб: Изд-во СПбГАСУ, 1995. - 158 с.
4. *Бабич Е.М.* Конструкции из лёгких бетонов на пористых заполнителях: Учеб. пособие. К.: Выща школа, 1988. - 208 с.
5. *Бабич Е.М., Крूसь Ю.А.* Расчет несущей способности изгибаемых трехслойных железобетонных элементов.- В кн.: Строительные конструкции. Вып. 45-46.- К.: Будівельник, 1993.- С. 46-48.
6. *Байков В.Н., Поздеев В.М.* Определение напряженно-деформированного состояния железобетонных балок в предельной стадии по неупругим зависимостям ст-8 бетона и арматуры // Известия вузов. Строительство и архитектура,- 1985.- № 1. С. 1-5.
7. *Баженов Г.Л.* Испытание материалов изделий и конструкций: Учеб. пособие. – Горький: ГГУ, 1979. – 85 с.
8. *Бамбура А.Н., Бачинский В.Я., Журавлева Н.В., Пешкова И.Н.* Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона. К.: 1987. – 24 с.
9. *Барабаш В.М.* Исследование сталебетонных и сталекерамзитобетонных балок с внешней листовой арматурой гладкого и периодического профиля: Автореф. дис... канд. техн. наук. – Киев, 1977. – 22 с.
10. *Барашиков А.Я., Климов Ю.А., Алабердиев Р.Д.* Прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных элементов при

повторных нагружениях поперечными силами. Работа бетона и железобетона с различными видами армирования на выносливость при многократно повторяющихся нагрузках // Тезисы докладов координационного совещания. – Львов, 1987. – С.8-15.

11. *Барашиков А.Я.* Расчет железобетонных конструкций на действие длительных переменных нагрузок. – К.: Будівельник, 1977.– 156 с.
12. *Беленя Е.И.* Металлические конструкции. – М.: Стройиздат, 1985. – 560 с.
13. *Берг О.Я.* Физические основы теории прочности бетона и железобетона. – М.: Стройиздат, 1961.– 96 с.
14. *Бердичевский Г.И., Подольский И.Я.* Исследование преднапряженных сталежелезобетонных элементов для перекрытий общественных зданий // Преднапряженные конструкции зданий и инженерных сооружений. – М.: Стройиздат, 1985.– 11 с.
15. *Бондаренко С.В.* Теория сопротивления строительных конструкций режимным нагружениям. -М.: Стройиздат, 1984. 352 с.
16. *Бондаренко С.В., Санжаровский Р.С.* Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. М.: Стройиздат, 1990. 352 с.
17. *Бондаренко С.В., Тутберидзе О.Б.* Инженерные расчеты ползучести строительных конструкций. Тбилиси: Изд-во «Ганатлеба», 1988. - 560 с.
18. *Васильев А.П., Голосов В.Н.* Состояние и перспективы развития конструкций с внешним армированием // Бетон и железобетон. – 1981. – №3.– С. 23-24.
19. *Васильев А.П., Торшков В.М., Лазовский П.Ф., Рабинович Р.И.* Методика расчета монолитной плиты перекрытия со стальным профилированным настилом // Бетон и железобетон. – 1987.– №6. – С. 10-12.

20. *Вербицкая А.Г., Кирсонов В.И.* Определения механических свойств материалов. Учебное пособие для учащихся средних специальных учебных заведений по специальности «Механические измерения», 1984. – 192 с.
21. *Воронков Р.В.* Водогазонепроницаемость железобетонных конструкций с листовой арматурой // *Бетон и железобетон.* – 1970. – №8. – С. 30-34.
22. *Воронков Р.В.* Вопросы использования металлической гидроизоляции в качестве арматуры железобетонных конструкций: Автореф. дис... канд. техн. наук. – Л., 1968. – 22 с.
23. *Воронков Р.В.* Железобетонные конструкции с листовой арматурой. Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1975.- 145 с.
24. *Воронков Р.В., Панарин И.Н., Онуфриев Н.М., Багатурия Ф.И.* Монолитные перекрытия с профилированной листовой арматурой // *Бетон и железобетон.* – 1975. – №1. – С. 26-27.
25. *Воронков Р.В.* Примеры расчета железобетонных изгибаемых элементов с листовой арматурой без предварительного напряжения // *Проектирование строительных конструкций.* – Л.: ЛДНТП, 1975. – С. 15-20.
26. *Гаврилюк А.И., Клименко Ф.Е., Крамарчук П.П.* Натурные испытания изгибаемых элементов с внешней гладкой листовой арматурой под действием длительных постоянных нагрузок // *Резервы прогресса в архитектуре и строительстве.* – Львов: ЛГУ, 1983. – С. 35-42.
27. *Гайдаш Н.Л.* Исследование прочности, жесткости и трещиностойкости сталебетонных балок с листовой арматурой: Автореф. дис... канд. техн. наук. – Львов, 1974. – 24 с.
28. *Гайдаш Н.Л.* Исследование прочности, жесткости и трещиностойкости сталебетонных балок с листовой арматурой: Дис. ... канд. техн. наук. – Львов, 1973. – 217 с.

29. *Гвоздев А.А.* Задачи и перспективы развития теории железобетона // Строительная механика и расчет сооружений. – М., 1981. – №6. – С. 14-17.
30. *Гвоздев А.А.* Новое в проектирование бетонных и железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1978. – 76 с.
31. *Гвоздев А.А., Дмитриев С.А. и др.* Новое о прочности железобетона.– М.: Стройиздат, 1977.– 262 с.
32. *Гвоздев А.А., Залесов А.С.* К расчету прочности наклонных сечений железобетонных элементов // Бетон и железобетон. – 1978. – №11. – С. 27-28.
33. *Голышев А.Б., Бачинский В.Я.* К разработке прикладной теории расчета железобетонных конструкций // Бетон и железобетон.- 1985.- № 6. -С. 16-18.
34. *Гроздов В.Т., Сергеев С.И.* К вопросу учёта прочности контактной зоны при расчетах железобетонных изгибаемых конструкций, усиленных способами наращивания сечений // Известия вузов. Строительство.- 1996,- № 3.-С. 34-38.
35. *ГОСТ 24452-80, ГОСТ 24544-81, ГОСТ 24545-81* Бетоны. Методы испытания. – М.: Издательство стандартов, 1981.– 55 с.
36. *ГОСТ 18105-86* Бетоны. Правила контроля прочности. – М.: Издательство стандартов, 1987. – 19 с.
37. *ГОСТ 24452–80* Бетоны. Методы определения призмной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона. М.: Издательство стандартов, 1981. – 10 с.
38. *ГОСТ 26633–85* Бетон тяжелый. Технические условия. – М.: Издательство стандартов, 1986. – 10 с.
39. *ГОСТ 12004–81* Сталь арматурная. Методы испытание на растяжения. – М.: Стройиздат, 1986. – 14 с.
40. *ГОСТ 8829 – 85* Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Методы испытаний нагружением и оценка прочности,

- жесткости и трещиностойкости. – М.: Издательство стандартов, 1985. – 24 с.
41. *Дорошкевич Л. А.* Новый подход к расчету поперечной арматуры в железобетонных изгибаемых элементах / Л. А. Дорошкевич // Материалы к X Всесоюзной конференции по бетону и железобетону. – Казань, 1988. – 294 с.
42. *ДСТУ Б В.2.6-156:2010.* Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
43. *ДСТУ 3760-98.* Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. – К.: Загальні технічні умови, 1998. – 20 с.
44. *ДСТУ Б.В.2.6-7-95 (ГОСТ 8829-94)* Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантажувальних. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості. – К.: Видання офіційне, 1997.– 29 с.
45. *Зайцев Ю.В.* Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения. – [2-е изд.]. – М.: Изд-во Моск. гос. открытого ун-та, 1995. – 198 с.
46. *Зак М.Л.* О влиянии неоднородности бетона на его прочность // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1986. – С. 145-152.
47. *Золотов М. С.* Акриловые клеи в строительстве / М. С. Золотов // Тезисы докладов респ. научн.-техн. конф. «Применение пластмасс в строительстве и городском хозяйстве». – Харьков, 1987. – С. 3 – 5.
48. *Золотов М. С.* Длительная прочность соединений бетонных элементов на акриловых клеях / М. С. Золотов, Н. А. Псурцева // Эксплуатация и ремонт систем городского хозяйства УМК ВО. – К.: Укрвузполиграф, 1992. – С. 3 – 8.
49. *Золотов М. С.* Напряженное состояние соединения бетонных элементов на акриловых клеях / М. С. Золотов, Н. А. Псурцева,

- Ю. М. Смолянинов // Тезисы докладов III республиканской науч.-техн. конф. «Применение пластмасс в строительстве и городском хозяйстве». – Харьков, 1991. – С. 95 – 98.
50. *Золотов М. С.* Причины возникновения адгезионных связей в системе «покрытие – подложка» / М. С. Золотов, М. А. Любченко // Коммунальное хозяйство городов: науч.-техн. сб. – К.: Техника, 2007. – Вып. 79. – С. 86 – 92.
51. *Золотов М. С.* Энерго- и ресурсосберегающий акриловый клей для соединения бетонных и железобетонных элементов / М. С. Золотов // Рациональные энергосберегающие конструкции, здания и сооружения в строительстве и коммунальном хозяйстве: сб. науч. трудов международной науч.-практ. конф. – Белгород: Изд-во БелГТАСМ, 2002. – Ч. 2. – С. 55 – 60.
52. *Золотов М.С.* Акриловые клеи для усиления, восстановления и ремонта бетонных и железобетонных конструкций / С. М. Золотов // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – К.: НДІБК, 2003. – Вип.59. – С. 440 – 447.
53. *Золотова Н.М.* Зависимость времени очистки поверхности существующего бетона для соединения его с новым с помощью клеев от ряда факторов / Н. М. Золотова // Вісник Сумського національного аграрного університету. – Суми: СНАУ, 2008. – Вип. 12(12). – С. 128 – 132.
54. *Золотова Н. М.* Обеспечение прочности соединения бетона акриловыми клеями при ремонте и реконструкции зданий и сооружений / Н. М. Золотова // Коммунальное хозяйство городов: науч.-техн. сб.– К.: Техника, 2009. – Вып. 88. – С. 87 – 94.
55. *Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Петров А.Н.* Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры// Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1986. – С. 7-25.

56. *Картопольцев В.М., Алексеев А.А., Егоров Н.С.* Бисталежелезобетонные балки – эффективный вид металлических конструкций в строительстве // Промышленное строительство. – 1979. – №5. – С. 30-31.
57. *Кикин А.И., Санжаровский Р.С., Труль В.А.* Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном. – М.: Госстройиздат, 1974. – 146 с.
58. *Клименко Є.В.* Технічна експлуатація та реконструкція будівель і споруд: Навч. посіб. – К.: «Центр навчальної літератури», 2004. – 304 с.
59. *Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І.* Металеві конструкції / За ред. Ф.Є. Клименка: Підручник. 2-ге вид., випр. і доп.– Львів: Світ, 2002.– 312 с.: 320 іл.
60. *Клименко Ф.Е., Барабаш В.М.* Исследование прочности и деформативности сталежелезобетонных изгибаемых элементов с листовой сталью на тяжелом и легком бетонах // Бетон и железобетон. – 1972. – № 8. – С. 13-16.
61. *Клименко Ф.Е., Барабаш В.М.* Прочность и деформативность сталежелезобетонных изгибаемых элементов с листовой сталью на тяжелом и легком бетонах // Вопросы современного строительства. – Львов, 1972. – №70. – С. 93-97.
62. *Клименко Ф.Е., Барабаш В.М.* Листовая арматура периодического профиля для железобетонных конструкций с внешним армированием // Бетон и железобетон. – 1977. – № 6. – С. 19-22.
63. *Клименко Ф.Е., Барабаш В.М., Павловская М.А.* Прочность и деформативность преднапряженных сталебетонных балок с внешней листовой арматурой // Бетон и железобетон. – 1978. – № 5. – С. 10-12.

64. *Клименко Ф.Е., Гайдаш Н.А.* Исследование сталежелезобетонных изгибаемых элементов с листовой сталью // Вестн. Львов. политех. ин-та. вопр. соврем. стр-ва. – 1971. – № 51.– С. 71-74.
65. *Клименко Ф.Е., Гайдаш Н. Л.* Экспериментальное исследование связей анкеров, упоров в сталежелезобетонных изгибаемых конструкциях // Вестн. Львов. политех. ин-та. вопр. соврем. стр-ва. – 1971. – № 13. – С. 9-15.
66. *Клименко Ф.Е., Шеховцов А.Д.* Исследование преднапряженных сталебетонных изгибающих элементов, армированных стальными листами // Вопросы современного строительства. – Львов, 1973. – №60.– С.42-51.
67. *Клименко Ф.Е.* и др. Прочность и деформативность преднапряженных сталежелезобетонных балок и их опытное применение // Бетон и железобетон. – 1974. – №6. – С. 26-30.
68. *Клименко Ф.Е.* Внешнее армирование железобетонных элементов полосовой арматурой гладкого и периодического профиля // Строительство и архитектура. – 1981. – №11. – С. 25-29.
69. *Клименко Ф.Е., Крамарчук П.П., Шеховцов А.Д.* Преднапряженные сталежелезобетонные подкрановые балки, армированные листовой сталью // Пром. стр-во и инж. сооружения. – 1974. – № 5. – С. 20-23.
70. *Клименко Ф.Е.* Сталежелезобетонные конструкции с внешним полосовым армированием. – К.: Будівельник, 1984. – 88 с.
71. *Клименко Ф.Е.* Сталебетонные конструкции – эффективный вид строительных конструкций // Пром. стр-во. – 1979. – № 6. – С. 13-16.
72. *Климов Ю.А.* Расчет прочности элементов при действии поперечных сил // Бетон и железобетон в Украине. – 2002. – №5. – С. 33-35.
73. *Кобринец В.М., Дорофеев В.С., Барданов В.Ю.* Определение несущей способности сжатых элементов с учетом полной диаграммы деформирования бетона // Зб. научн. тр. „Современные строительные

- конструкции из металла и древесины”. – Одесса, ООО «Внешрекламсервис», 2005. – С. 112-120.
74. *Кодекс-образец ЕКБ-ФИБ*. Для норм по железобетонным конструкциям. – М.: НИИЖБ, 1984. – 284 с.
75. *Козак Ю.И.* Стальные конструкции в сочетании с бетоном // Промышленное строительство.– 1979. – №5. – С. 2-4.
76. *Король Е.А.* Деформационная модель для расчета трехслойных железобетонных элементов // Изв. вузов. Строительство. 2004. – №5. – С.11-17.
77. *Колбасин В.Г.* Плиты с арматурой из профилированного стального настила // Бетон и железобетон. – 1980. – №1. – С. 11-13.
78. *Кузнецов Н.В.* Упрощенный расчет железобетонных балок и плит на прогиб и действие поперечных сил. – К.: Будівельник, 1966. – 72 с.
79. *Либерман А.Д., Янкелевич М.А., Сирота А.В.* Сталежелезобетонные конструкции производственных зданий // Промышленное строительство. – 1979. – №5. – С. 10-12.
80. *Лушка Л.К.* Прочность трубобетона. – Минск: Высшая школа, 1977. – 95 с.
81. *Лужин О.В., Злочевский А.Б., Горбунов И.А., Волохов В.А.* Обследование и испытание сооружений: Учеб. для вузов / Под ред. О.В. Лужина. – М.: Стройиздат, 1987. – 263 с.: ил.
82. *Лучковський І.Я.* Новий принцип розрахунку міцності залізобетонних елементів по похилих розрізах // Будівництво України. – 1993. – №1. – С. 38-40.
83. *Мадатян С.А., Горячев Б.П.* Расчёт деформаций изгибаемых железобетонных элементов при работе арматуры в упруго-пластической стадии // Предельные состояния элементов железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1976. – С. 132-137.

84. *Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук В.С.* Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. -Томск: Изд-во То. Ун-та, 1992. 456 с.
85. *Мартьянов Б.Я., Комлев В.А., Подольский И.Я., Дмитриев Ю.В.* Исследование сталежелезобетонных балок покрытия промышленных зданий с предварительно напряженной листовой арматурой и прядевой арматурой // Труды НИИПромстрой.– М.: 1976.– Вып. 19.– С. 34-43.
86. *Митрофанов В.П., Воскобойник П.П.* Влияние поперечной силы на прочность нормальных сечений изгибаемых элементов // Бетон и железобетон. – 1982. – №9. – С. 41-43.
87. *Митрофанов В.П.* Оценка режима устойчивого запредельного деформирования бетона при осевом сжатии // Ползучесть в конструкциях: Сб. науч. трудов, посвященный памяти И.Е. Прокоповича. – Одесса: ОГАСА, 1998. – С. 82-86.
88. *Митрофанов В.П., Павліков А.М.* До розрахунку граничних значень деформацій бетону в розв'язанні задач міцності нормальних перерізів залізобетонних елементів // Збірник наукових праць. Серія „Галузеве машинобудування, будівництво”. Випуск 13. – Полтава: ПолтНТУ, 2003. – С. 28-33.
89. *Митрофанов В.П., Павліков А.М., Митрофанов Б.П., Шкуруній О.А.* Про граничну деформацію стиснутої грані бетону в нормальному перерізі залізобетонних елементів // Збірник наукових праць. Серія „Галузеве машинобудування, будівництво”. Випуск 14. – Полтава: ПолтНТУ, 2003. – С. 95-102.
90. *Митрофанов В.П.* Уточнение понятий случаев разрушения железобетонных элементов при внецентренном сжатии // Проблемы теории і практики залізобетону: Зб. наук. статей, присвячений 100-річчю з дня народження проф. М. С. Торяника. – Полтава: ПДТУ імені Юрія Кондратюка, 1997. – С. 323-326.

91. *Михайлов В.В.* Предварительно напряженные железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1987. – 383 с.
92. *Мурашко Л.А., Кінаш Р.І., Левич В.В.* Розрахунок міцності залізобетонних згинаних елементів за закордонними нормами: Навч. посіб. – Львів: Видавництво Державного університету „ Львівська політехніка”, 1999. – 236 с.
93. *Новак В.В., Винокур Ф.В., Новак Ю.В.* Совершенствование метода расчета прочности конструкций по наклонным сечениям // Бетон и железобетон. – 1984. – №12. – С. 40-42.
94. *Обследование и испытания сооружений*: Учеб. для вузов / О.В. Лужин, А.Б. Злочевский, И.А. Горбунов, В.А. Волохов; Под ред. О.В. Лужина. – М.: Стройиздат, 1987. – 263 с.: ил.
95. *Онуфриев Н.М.* Усиление железобетонных конструкций изменением их конструктивной схемы. М.: Стройиздат, 1949. - 88с.
96. *Онуфриев Н.М.* Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений. М.-Л.: Стройиздат, 1965. - 342с.
97. *Пахомов В.А., Стороженко Л.И., Наглый В.М.* Прогрессивные конструктивные решения зданий и сооружений АПК: Справ. пособие. – К.: Урожай, 1992. – 264 с.
98. *Переяславцев Н.А.* Брусковые конструкции с внешним армированием для ГРЭС // Бетон и железобетон. – 1977. – №6. – С. 7-9.
99. *Переяславцев Н.А.* Брусковые конструкции с внешним армированием уголками // Пром. строительство. – 1979. – №10. – С. 13-14.
100. *Писаренко Г.С., Лебедев А.А.* Деформирование и прочность материалов при сложном напряженном состоянии. – К.: Наукова думка, 1976. – 415 с.

101. *Посібник* із розрахунку міцності нормальних перерізів елементів залізобетонних конструкцій на основі нелінійної деформаційної розрахункової моделі / С.І. Роговий. – Полтава: ПолтНТУ, 2004.– 40 с.
102. *Пособие* по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов / к СНиП 2.03.01-84/, Ч.1, П/ЦНИИ пром. зданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. –192 с.
103. *Пособие* по проектированию бетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры / к СНиП 2.03.01-84/ ЦНИИ пром. зданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 192 с.
104. *Потапкин А.А.* Теория и расчет стальных и сталежелезобетонных мостов на прочность с учет нелинейных и пластических деформаций. – М.: Транспорт, 1972. – 192 с.
105. *Потебня С.Г.* Прочность и деформативность сталебетонных балок с внешним армированием с учетом объемного напряженного состояния бетона: Автореф. дис... канд. техн. наук. – Минск, 1987. – 18 с.
106. *Плахотный П.И., Стороженко Л.И.* Напряженно-деформированное состояние центрального сжатого трубобетонного элемента // Строительная механика и расчет сооружений. – 1986. – №2. – С. 33-36.
107. *Примеры* расчета железобетонных изгибаемых элементов с листовой арматурой без предварительного напряжения // Проектирование строительных конструкций.– Л.: ЛЛНТП, 1975.– С.56-65.
108. *Расчет* железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям / А.С. Залесов, Э.Н. Кодыш, Л.Л. Лемыш, И.К. Никитин. – М.: Стройиздат, 1988. – 320 с.

109. *Рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий. Надземные конструкции и сооружения.* / Харьковский ПСБ НИИЖБ. М.: Стройиздат, 1992. -191 с.
110. *Рекомендации по реконструкции и расширению предприятий машиностроительной, легкой и пищевой промышленности / ЦНИИЭП пром. зданий и сооружений.* М.: Стройиздат, 1988. - 108 с.
111. *Рекомендации по ремонту и восстановлению железобетонных конструкций полимерными составами.* / НИИЖБ. М.: Стройиздат, 1986. - 28 с.
112. *Рекомендации по проектированию предварительно-напряженных ригелей с внешним армированием для гражданских каркасных зданий с укрупненной сеткой колон.* Центр. науч.-исслед. и проектный ин-т типового и экспериментального проектирования школ, дошкольных учреждений, средних и высших учебных заведений. – М.: Стройиздат, 1976. – 71 с.
113. *Роговой С.И.* Нелинейное деформирование в теории железобетона и расчет прочности нормальных сечений. – Полтава, 2002. – 183 с.
114. *Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой // НИИЖБ, ЦНИИпромзданий.* – М.: Стройиздат, 1978. – 54 с.
115. *Руководство по тензометрированию строительных конструкций и материалов.* – М.: НИИЖБ, 1971. – 313 с.
116. Санжаровский Р.С. Устойчивость элементов строительных конструкций при ползучести. Л.: Изд-во ЛГУ, 1984. 280 с.
117. Санжаровский Р.С., Астафьев Д.О., Улицкий В.М. Усиление при реконструкции зданий и сооружений. Устройство и расчеты усилений зданий при реконструкции. СПб.: СПбГАСУ, 1998. - 637

118. *Семко О.В.* Імовірнісні аспекти розрахунку сталезалізобетонних конструкцій: Монографія. – Полтава: ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2004. – 320 с.
119. *Сколибог О.В.* Експериментальні дослідження похилих перерізів сталезалізобетонних балок із зовнішнім листовим армуванням. Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація // Зб. наук. статей. – Вип. 6. – Кривий Ріг: КТУ, 2004. – С. 55-64.
120. *Снятков Н.М.* Несущая способность железобетонных рам, усиленных под нагрузкой: Автореф. дисс.канд. техн. наук: 05.23.01. СПб., 1992. - 23 с.
121. *Соколов В.К.* Реконструкция жилых зданий. М.: Стройиздат, 1986. - 248 с.
122. *Стороженко Л.И.* Трубобетонные конструкции. – К.: Будівельник, 1978. – 82 с.
123. *Стороженко Л.И.* Эффективность сжатых элементов с различными способами армирования // Изв. вузов „Строительство и архитектура”. –1981. – №6. – С. 26-29.
124. *Стороженко Л.И., Потебня С.Г.* Изгибаемые конструктивные элементы с внешним вертикальным полосовым армированием // Меж вуз. сб.: Вопросы прочности, деформативности железобетона. Ростов, инж.-строит. ин-т. – 1986. – С. 126-142.
125. *Стороженко Л.И., Потебня С.Г.* Особенности работы изгибаемых элементов с вертикальным армированием // Библ. указатель доп. рукописей. – М.: ВНИИИС, 1985. – Вып.1. – №5341.
126. *Стороженко Л.И., Потебня С.Г.* Расчет изгибаемых элементов с вертикальным листовым армированием на поперечную силу // Библ. указатель доп. рукописей. – М.: ВНИИИС, 1985. – Вып.2. – №5449.

127. *Стороженко Л.И., Семко А.В., Ефименко В.И.* Сталежелезобетонные конструкции. – К.: Четверта хвиля, 1997. –158 с.
128. *Стороженко Л.И.* Железобетонные конструкции с внешним армированием: Учеб. пособие. – К.: УМК ВО, 1989. – 99 с.
129. *Стороженко Л.И., Семко О.В., Пенц В.Ф.* Сталезалізобетонні конструкції: Навчальний посібник. – 181с.: Бібліогр.: 69.
130. *Стороженко Л.И., Семко О.В. Сколибод О.В.* Дослідження збірної сталезалізобетонного ригеля із металевою опалубкою, що не знімається // Ресурсоекономічні матеріали та конструкції, будівлі і споруди. Вип. 9 – Рівне: УДУВГП. – 2003. – С.330 -336
131. *Стороженко Л.И., Семко О.В. Сколибод О.В.* Згинальні залізобетонні елементи, армовані сталевими листами // Будівельні конструкції. Вип. 59, кн. 2 – К.: НДІБК, 2003. – С. 31-39.
132. *Стороженко Л.И., Ефименко В.И., Плахотный П.И.* Изгибаемые трубобетонные конструкции. – К.: Будівельник, 1994. – 104 с.
133. *Стороженко Л.И., Ефименко В.И., Пенц В.Ф.* Строительные конструкции из стальных труб, заполненных центрифугированным бетоном. – К.: Четверта хвиля, 2001. – 144 с.
134. *Стороженко Л.И., Яхін С.В.* Несуча здатність сталевих двотаврів, підсилених залізобетоном під дією згину. // Зб. „ VII Українська науково-технічна конференція. Металеві конструкції”. – Дніпропетровськ. – 2000. – С. 21-25.
135. *Стороженко Л.И., Яхін С.В.* Згинальні несучі конструкції двотаврів з порожнинами, заповненими бетоном. // Зб. „ Таврійський науковий вісник”, вип. 11, частина 3. – Херсон, 1999. – С. 48-50.
136. *Стрелецкий Н.Н.* Сталежелезобетонные мосты. – М.: Изд-во «Транспорт». 1965. – 362с.
137. *Стрелецкий Н.Н.* Сталежелезобетонные пролетные строения мостов. – М.: Транспорт, 1981. – 360 с.

138. *Таль К.Э.* Некоторые вопросы расчета несущей способности железобетонных конструкций // Теория железобетона. – М.: Стройиздат, 1979. – С. 13-27.
139. *Тимофеев Н.И.* Расчет железобетонных конструкций при сложных деформациях. – К.: Будівельник, 1985.– 128 с.
140. *Хяютин И.Л., Мартынов Ю.С., Орлович Р.Б., Хяютин Е.И.* Эффективность применение сталежелезобетонных балок в перекрытиях производственных зданий // Промышленное строительство. – 1979. – №5. – С. 7-9.
141. *Холмянский М.М.* Контакт арматуры с бетоном. – М.: Стройиздат, 1981. – 184 с.
142. *Чернов Н.Л., Любаров Б.И.* К расчету прочности элементов стальных и сталежелезобетонных конструкций по предельным пластическим деформациям // Промышленное строительство. – 1979. – №5. – С.31-33.
143. *Чихладзе Э.Д., Арслаханов А.Д.* Напряженно-деформированное состояние сталебетонных плит // Бетон и железобетон. – 1990. – №10. – С. 30-31.
144. *Чихладзе Э.Д., Арслаханов А.Д.* Несущая способность сталебетонных плит // Бетон и железобетон. – 1990. – №10. – С. 30-31.
145. *Чихладзе Э.Д., Арслаханов А.Д.* Теория деформирования сталебетонных плит // Межвуз. сб. научн. тр. – Харьков: ХарГАЖТ, 1996. – Вып.27. – С. 4-39.
146. *Шагин А.Л.* Метод усиления железобетонных изделий с трещинами // Бетон и железобетон. 1980.- №12.
147. *Шагин А.Л.* Реконструкция зданий и сооружений. М.: Высшая школа, 1991.-352 с.
148. *Шутенко Л. М.* Використання акрилового полімеррозчину для підсилення та відновлення залізобетонних конструкцій /

- Л. М. Шутенко, М. С. Золотов, М. Ю. Смолянінов // Науковий вісник будівництва. – Харків: ХДТУБА, 2005. – Вип. 53. – С. 137 – 142.
149. *Фабрика Ю.М.* Міцність та деформативність сталезалізобетонних балкових конструкцій: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. – Львів, 2005. – 17 с.
150. *Янкелевич М.А.* Сталежелезобетонные конструкции покрытий зданий // Современная технология изготовления железобетонных конструкций из высокопрочных бетонов.– К.: Будівельник, 1976. – С. 19-23.
151. *Яременко А.Ф., Яременко Е.А.* О применении диаграмм деформирования материалов к расчету строительных конструкций // Бетон и железобетон в Украине. – 2004. – №2. – С. 8-12.
152. *Яхін С.В.* Експериментальні дослідження згинальних елементів із сталевих двотаврів з порожнинами, заповненим бетоном по нормальних перетинах. // Зб. наук. пр. ПДТУ імені Юрія Кондратюка : Галузеве машинобудування, будівництво, – Вип. 5. – Полтава: ПДТУ. –2000. – С.207-212.
153. *Яшин А.В.* Основные физико-механические свойства пластобетонов и пласторастворов. Бетон и железобетон, 1965, №9, с. 10-11.
154. Baluch, M. H., Ziraba, Y. N., Azad, A. K., Sharif, A. M., Al-Sulaimani, G. J. and Basunbul, I. A., Shear strength of plated RC beams, *Mag. of Concrete Res.*, 47, No. 173, pp.369-374, 1995.
155. *Evrocod 4.* Common Unified Rules for Composite Steel and concrete Structures European Committee for Standardization. (CEN) ENV. 1994 – 1-1:1992. – 180 p.
156. Hussain, M. et al., Flexural behavior of precracked reinforced concrete beams strengthened externally by steel plates, *ACI Structural J.*, 92(1), pp.14-22, Jan.-Feb. 1995.

157. Irwin C.F. The Strengthening of Concrete Beams by Bonded Steel Plates, Supplementary Report 160, Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, UK. - pp.5-9.
158. Jones, R.; Swamy, R.N.; and Charif, A. (1988), "Plate Separation and Anchorage of Reinforced Concrete Beams Strengthened by Epoxy-Bonded Steel Plates," *Structural Engineer*, V.66, No.5, March, pp85-94.
159. Jones, R., Swamy, R. N., Bloxham, J., and Bouderbalah, A., Composite behaviour of concrete beams with epoxy bonded external reinforcement, *Int J Cem Compos*, 2(2), pp.91-107, 1990.
160. Roberts, T. M., Approximate analysis of shear and normal stress concentrations in the adhesive layer of plated RC beams, *Structural Engineer*, 67(12), pp.229-233, 1989.
161. Okamura, H., and Higai, T., Proposed design equation for shear strength of reinforced concrete beams without web reinforcement, *Proc. of JSCE*, 300, pp.131-141, Aug. 1980.
162. Yoshida, E., Murakoshi, J. and Tanaka, Y, Structural Testing of Deteriorated Reinforced Concrete Girders Strengthened by Externally Bonded Steel Plates, *Proc. JSCE Annual meeting*, V, pp.377-378, 2010. (in Japanese).

Програма розрахунку згинальних елементів
з використанням методу скінченних елементів

File://*.*\Raschet.pas

unit Raschet;

interface

uses

Windows, Messages, SysUtils, Classes, Graphics, Controls, Forms, Dialogs,
ComCtrls, StdCtrls;

type

TForm1 = class(TForm)
PageControl1: TPageControl;
TabSheet1: TTabSheet;
TabSheet2: TTabSheet;
TabSheet3: TTabSheet;
TabSheet4: TTabSheet;
TabSheet5: TTabSheet;
TabSheet6: TTabSheet;
TabSheet7: TTabSheet;
TabSheet8: TTabSheet;
TabSheet9: TTabSheet;
Edit1: TEdit;
Edit2: TEdit;
Edit3: TEdit;
Edit4: TEdit;
Edit5: TEdit;
Button1: TButton;
Label1: TLabel;
Label2: TLabel;
Label3: TLabel;
Label4: TLabel;
Label5: TLabel;
Edit6: TEdit;
Edit7: TEdit;
Edit8: TEdit;
Button3: TButton;
Button5: TButton;
Button6: TButton;
Edit9: TEdit;
Edit10: TEdit;
Button7: TButton;
Button9: TButton;
Button10: TButton;
Edit11: TEdit;
Edit12: TEdit;
Edit13: TEdit;
Button11: TButton;
Button13: TButton;
Button14: TButton;
Edit14: TEdit;
Edit15: TEdit;
Edit16: TEdit;
Edit17: TEdit;
Button15: TButton;
Button17: TButton;
Button18: TButton;
Edit18: TEdit;
Edit19: TEdit;
Edit20: TEdit;
Edit21: TEdit;
Edit22: TEdit;
Edit23: TEdit;
Button19: TButton;
Button21: TButton;

```
Button22: TButton;  
Edit24: TEdit;  
Edit25: TEdit;  
Button23: TButton;  
Edit26: TEdit;  
Edit27: TEdit;  
Edit28: TEdit;  
Button25: TButton;  
Button27: TButton;  
Button28: TButton;  
Edit29: TEdit;  
Edit30: TEdit;  
Edit31: TEdit;  
Button29: TButton;  
Button31: TButton;  
Button32: TButton;  
Button33: TButton;  
Label6: TLabel;  
Label7: TLabel;  
Label8: TLabel;  
Label9: TLabel;  
Label10: TLabel;  
Button2: TButton;  
Button4: TButton;  
Button8: TButton;  
Button12: TButton;  
Button16: TButton;  
Button20: TButton;  
Button24: TButton;  
Button26: TButton;  
Button30: TButton;  
Label11: TLabel;  
Label12: TLabel;  
Label13: TLabel;  
Label14: TLabel;  
Label15: TLabel;  
Label16: TLabel;  
Label17: TLabel;  
Label19: TLabel;  
Label18: TLabel;  
Label20: TLabel;  
Label21: TLabel;  
Label22: TLabel;  
Label23: TLabel;  
Label24: TLabel;  
Label25: TLabel;  
Label26: TLabel;  
Label29: TLabel;  
Label30: TLabel;  
Label31: TLabel;  
Label32: TLabel;  
Label33: TLabel;  
Label34: TLabel;  
Button34: TButton;  
Button35: TButton;  
Edit32: TEdit;  
Edit33: TEdit;  
Label27: TLabel;
```

```
procedure Button1Click(Sender: TObject);  
procedure Edit1Change(Sender: TObject);  
procedure Button2Click(Sender: TObject);  
procedure Button4Click(Sender: TObject);  
procedure Button5Click(Sender: TObject);  
procedure Button6Click(Sender: TObject);  
procedure Button3Click(Sender: TObject);  
procedure Button7Click(Sender: TObject);  
procedure Button8Click(Sender: TObject);  
procedure Button9Click(Sender: TObject);  
procedure Button10Click(Sender: TObject);  
procedure Button11Click(Sender: TObject);  
procedure Button12Click(Sender: TObject);
```



```

procedure Button13Click(Sender: TObject);
procedure Button14Click(Sender: TObject);
procedure Button15Click(Sender: TObject);
procedure Button16Click(Sender: TObject);
procedure Button17Click(Sender: TObject);
procedure Button18Click(Sender: TObject);
procedure Button19Click(Sender: TObject);
procedure Button20Click(Sender: TObject);
procedure Button21Click(Sender: TObject);
procedure Button22Click(Sender: TObject);
procedure Button23Click(Sender: TObject);
procedure Button24Click(Sender: TObject);
procedure Button27Click(Sender: TObject);
procedure Button25Click(Sender: TObject);
procedure Button26Click(Sender: TObject);
procedure Button28Click(Sender: TObject);
procedure Button29Click(Sender: TObject);
procedure Button30Click(Sender: TObject);
procedure Button31Click(Sender: TObject);
procedure Button32Click(Sender: TObject);
procedure Button33Click(Sender: TObject);
procedure Button34Click(Sender: TObject);
procedure Button35Click(Sender: TObject);

private
  { Private declarations }
public
  { Public declarations }
end;

const MAX=500;

var
  Form1: TForm1;
  jjj,i,j,k,l : integer;
  a, b, c, d, tup : integer;
  N_uzl, N_pl, N_st, N_tip_st, N_tip_pl, N_zagr_uzl, N_zakr_uzl : integer;
  rrr, num : integer;

  EE, AA, BB, FF, CC, DD, RRRR, RRRRR, RRRRRR : array [1..2*MAX] of integer;
  TUP_st,TUP_pl : array [1..2*MAX] of integer;
  x, y : array [1..MAX] of real;
  N_F, N_Z, V_x, U_y : array [1..100] of integer;

  F_x, F_y, UV : array [1..MAX] of real;
  K_S : array [1..2*MAX+12,1..2*MAX+12] of real;
  E_pl, E_st, eps_A, eps_B, eps_X, eps_Y, gam_XY, sig_st, eps_st : array [1..2*MAX] of real;
  E_x, E_y, Sig_pl_X, Sig_pl_Y, Sig_s, Sig_x, Sig_Y, Tay_XY : array [1..2*MAX] of real;
  A_st, R_st, RR, E, Eo_st : array [1..10] of real;

  fy1, fy0, dfy : real;
  L_pl, H_pl : real;
  F, H, a1, a2, b1, b2, c1, c2, t_pl, v, m : real;
  l_st, EA_st, cos_a, cos_b, t2 : real;
  sig_1, sig_2, sig_3, eps_1, eps_2, eps_3, sig_4, eps_4, sig_5m, eps_5m : real;
  Rbn, Rbtn, eps_bR, eps_bu, eps_btR, eps_btu, Ebo : real;
  fi, z, t, dl_st, E0_st, F_st : real;
  fc, fcrc, df, df0, crc, f_u, u : real;
  ro, fj, xr, rx : text;
  r1,r2,r3,r4,r5,r6,txt : string;

implementation

{$R *.DFM}

Procedure K_S_Zero;
begin
for i:=1 to 2*MAX+12 do
for j:=1 to 2*MAX+12 do K_S[i,j]:=0;
end;

Procedure Inf_Pl;

```

```

begin
  a:=AA[num]; b:=BB[num]; c:=CC[num]; d:=DD[num];
  tup:=TUP_pl[num];

  if tup_pl[num]=1 then begin t_pl:=9.48; v:=0.2; end;
  if tup_pl[num]=2 then begin t_pl:=0.52; v:=0.3; end;

  H_pl:=abs(y[d]-y[a]);
  L_pl:=abs(x[b]-x[a]);
  m:=H_pl/L_pl;
end;

Procedure Inf_St;
begin
  a:=EE[num]; b:=FF[num]; tup:=TUP_st[num];
  l_st:=sqrt((x[a]-x[b])*(x[a]-x[b])+(y[a]-y[b])*(y[a]-y[b]));
  EA_st:=E_st[num]*A_st[tup]/l_st;
  cos_a:=(x[a]-x[b])/l_st;
  cos_b:=(y[a]-y[b])/l_st;
end;

Procedure Nachalnie_E_pl;
begin
  for num:=1 to N_pl do
    begin Inf_Pl; E_pl[num]:=E[tup] end;
end;

Procedure Nachalnie_E_st;
begin
  for num:=1 to N_st do
    begin Inf_St; E_st[num]:=Eo_st[tup] end;
end;

Procedure K_S_plus_UV_plus_F;
begin
  for i:=1 to N_zakr_uzl do
    begin
      K_S[2*N_z[i]-1,2*N_uzl+i]:=V_x[i];
      K_S[2*N_uzl+i,2*N_z[i]-1]:=V_x[i];
      K_S[2*N_z[i],2*N_uzl+i]:=U_y[i];
      K_S[2*N_uzl+i,2*N_z[i]-1]:=U_y[i];
    end;
  for i:=1 to N_zagr_uzl do
    begin
      K_S[2*N_F[i]-1,2*N_uzl+N_zakr_uzl+1]:=F_x[i];
      K_S[2*N_F[i],2*N_uzl+N_zakr_uzl+1]:=F_y[i];
    end;
end;

Procedure Reshenie;
var Q,tt,y5 : real ;
s, k, L2 : integer ;
begin
  L2 := 2*N_uzl+N_zakr_uzl;
  for k:=1 to L2 do
    begin
      s:=k; y5:=abs(K_S[k,k]);
      for i:=k to L2 do
        begin
          if y5<abs(K_S[i,k]) then begin s:=i;
            y5:=abs(K_S[i,k]) end;
          end;
      Q:=K_S[s,k];
      for i:=k to L2+1 do
        begin
          tt:=K_S[k,i]; K_S[k,i]:=K_S[s,i]; K_S[s,i]:=tt;
          if Q<>0 then
            K_S[k,i]:=K_S[k,i]/Q;
          end;
        for i:=1 to L2 do
          begin
            y5:=K_S[i,k];

```

```

        if i<>k then
            for j:=k to L2+1 do K_S[i,j]:=K_S[i,j]-y5*K_S[k,j] end;
        end;
    end;

Procedure Mas_eps_pl;
begin
    Inf_Pl;
    UV[1]:=K_S[2*a-1,2*N_uzl+N_zakr_uzl+1];
    UV[2]:=K_S[2*a ,2*N_uzl+N_zakr_uzl+1];
    UV[3]:=K_S[2*b-1,2*N_uzl+N_zakr_uzl+1];
    UV[4]:=K_S[2*b ,2*N_uzl+N_zakr_uzl+1];
    UV[5]:=K_S[2*c-1,2*N_uzl+N_zakr_uzl+1];
    UV[6]:=K_S[2*c ,2*N_uzl+N_zakr_uzl+1];
    UV[7]:=K_S[2*d-1,2*N_uzl+N_zakr_uzl+1];
    UV[8]:=K_S[2*d ,2*N_uzl+N_zakr_uzl+1];

    eps_X[num]:=(1-z)/L_pl*(UV[3]-UV[1])+z/L_pl*(UV[5]-UV[7]);
    eps_Y[num]:=(1-t)/H_pl*(UV[8]-UV[2])+t/H_pl*(UV[6]-UV[4]);
    Gam_XY[num]:=(1-t)/H_pl*(UV[7]-UV[1])+t/H_pl*(UV[5]-UV[3])+
        (1-z)/L_pl*(UV[4]-UV[2])+z/L_pl*(UV[6]-UV[8]);

    Sig_X[num]:=E_pl[num]/(1-v*v)*(eps_X[num]+v*eps_Y[num]);
    Sig_Y[num]:=E_pl[num]/(1-v*v)*(eps_Y[num]+v*eps_X[num]);
    TAY_XY[num]:=E_pl[num]*Gam_XY[num]/(2*(1+v));
end;

Procedure Mas_eps_st;
begin
    Inf_St;
    UV[1]:=K_S[2*a-1,2*N_uzl+N_zakr_uzl+1];
    UV[2]:=K_S[2*a ,2*N_uzl+N_zakr_uzl+1];
    UV[3]:=K_S[2*b-1,2*N_uzl+N_zakr_uzl+1];
    UV[4]:=K_S[2*b ,2*N_uzl+N_zakr_uzl+1];
    EA_st:=E_st[num]*A_st[tup]/L_st;
    dl_st:=UV[1]*cos_a+UV[2]*cos_b-UV[3]*cos_a-UV[4]*cos_b;
    F_st:=E_st[num]*A_st[tup]*dl_st/L_st;
    eps_st[num]:=dl_st/L_st;
    sig_st[num]:=E_st[num]*eps_st[num]
end;

Procedure Write_st;
begin
    writeln(ro,num:3,'|',a:3,'|',b:3,'|',sig_s[num]:8:2,'|',E_st[num]:8:2,'|',
        eps_st[num]*100000:8:2,'|');
end;

Procedure Write_pl;
begin
    writeln(ro,num:3,'|',a:3,'|',b:3,'|',c:3,'|',d:3,'|',E_pl[num]:8:2,'|',
        Sig_X[num]:8:2,'|',eps_X[num]*100000:8:2,'|',Sig_Y[num]:8:2,'|',
        eps_Y[num]*100000:8:3,'|',Tay_XY[num]:8:2,'|',Gam_XY[num]:8:2,'|');
end;

Procedure Rezultat;
begin
    str(F:3:0,txt);
    if jjj=1 then rewrite(ro,'Crack.txt');
    if jjj=2 then rewrite(ro,'Fail.txt');
    if jjj=3 then rewrite(ro,'F_'+txt+'.txt');
    writeln (ro,'M =',(F*0.75):9:2,'kH*m');
    writeln(ro,'_____');
    writeln(ro,' ');
    writeln(ro,'          Напряжения и деформации арматуры!');
    writeln(ro,'_____');
    writeln(ro,' No| A | B | Sig | E | eps |');
    writeln(ro,'_____|');
    for num:=1 to N_st do
        begin
            Inf_St;
            if jjj=3 then begin
                if (num=20) or (num=60) then Write_st;
            end;
        end;
    end;
end;

```

```

        if (num=118) or (num=158) then Write_st;
    end;
    if (jjj=1) or (jjj=2) then Write_st;
end;
writeln(ro, '_____');
writeln(ro, ' ');
writeln(ro, ' ');
writeln(ro, '          Напряжения и деформации пластин');
writeln(ro, '_____');
writeln(ro, 'No| A| B| C| D| E | sigX | epsX | sigY | epsX | tay_XY | Gam_XY | ');
writeln(ro, '_____');
for num:=1 to N_pl do
begin
    Inf_pl;
    if jjj=3 then if (num>=172) and (num<=180) then Write_pl;
    if (jjj=1) or (jjj=2) then Write_pl;
end;
writeln(ro, '_____');
writeln(ro);
writeln(ro, 'Прогиб fn =', Fy1:8:5, 'cm. ');
close(ro);
end;

Procedure Mat_K_S(a,b,c,d:integer);
begin
    H:=E_pl[num]*t_pl/(1-v*v);
    a1:=H*(1+v)/8;
    a2:=H*(1-3*v)/8;
    b1:=H*m/3;
    b2:=H*(1-v)/(6*m);
    c1:=H/(3*m);
    c2:=H*(1-v)*m/6;

    K_S[2*a-1,2*a-1]:=K_S[2*a-1,2*a-1]+(b1+b2);
    K_S[2*a-1,2*a ]:=K_S[2*a-1,2*a ]+a1;
    K_S[2*a-1,2*b-1]:=K_S[2*a-1,2*b-1]+(-b1+b2/2);
    K_S[2*a-1,2*b ]:=K_S[2*a-1,2*b ]-a2;
    K_S[2*a-1,2*c-1]:=K_S[2*a-1,2*c-1]+(-b1-b2)/2;
    K_S[2*a-1,2*c ]:=K_S[2*a-1,2*c ]-a1;
    K_S[2*a-1,2*d-1]:=K_S[2*a-1,2*d-1]+(b1/2-b2);
    K_S[2*a-1,2*d ]:=K_S[2*a-1,2*d ]+a2;

    K_S[2*a ,2*a-1]:=K_S[2*a ,2*a-1]+a1;
    K_S[2*a ,2*a ]:=K_S[2*a ,2*a ]+(c1+c2);
    K_S[2*a ,2*b-1]:=K_S[2*a ,2*b-1]+a2;
    K_S[2*a ,2*b ]:=K_S[2*a ,2*b ]+(c1/2-c2);
    K_S[2*a ,2*c-1]:=K_S[2*a ,2*c-1]-a1;
    K_S[2*a ,2*c ]:=K_S[2*a ,2*c ]-(c1+c2)/2;
    K_S[2*a ,2*d-1]:=K_S[2*a ,2*d-1]-a2;
    K_S[2*a ,2*d ]:=K_S[2*a ,2*d ]+(-c1+c2/2);

    K_S[2*b-1,2*a-1]:=K_S[2*b-1,2*a-1]+(-b1+b2/2);
    K_S[2*b-1,2*a ]:=K_S[2*b-1,2*a ]+a2;
    K_S[2*b-1,2*b-1]:=K_S[2*b-1,2*b-1]+(b1+b2);
    K_S[2*b-1,2*b ]:=K_S[2*b-1,2*b ]-a1;
    K_S[2*b-1,2*c-1]:=K_S[2*b-1,2*c-1]+(b1/2-b2);
    K_S[2*b-1,2*c ]:=K_S[2*b-1,2*c ]-a2;
    K_S[2*b-1,2*d-1]:=K_S[2*b-1,2*d-1]+(-b1-b2)/2;
    K_S[2*b-1,2*d ]:=K_S[2*b-1,2*d ]+a1;

    K_S[2*b ,2*a-1]:=K_S[2*b ,2*a-1]-a2;
    K_S[2*b ,2*a ]:=K_S[2*b ,2*a ]+(c1/2-c2);
    K_S[2*b ,2*b-1]:=K_S[2*b ,2*b-1]-a1;
    K_S[2*b ,2*b ]:=K_S[2*b ,2*b ]+(c1+c2);
    K_S[2*b ,2*c-1]:=K_S[2*b ,2*c-1]+a2;
    K_S[2*b ,2*c ]:=K_S[2*b ,2*c ]+(-c1+c2/2);
    K_S[2*b ,2*d-1]:=K_S[2*b ,2*d-1]+a1;
    K_S[2*b ,2*d ]:=K_S[2*b ,2*d ]+(-c1-c2)/2;
end;

Procedure Zap_Mat_K_S_Pl;
begin

```

```

begin
  v:=0.3;
  Ebo:=E[2];
  Sig_2:=19.6; eps_2:=19.6/Ebo;
  Sig_3:=28; eps_3:=0.0029;
  Sig_4:=28; eps_4:=0.0032;
  Sig_5m:=39; eps_5m:=0.2;
  end;

Procedure Beton;
begin
  v:=0.2;
  Ebo:=E[1];
  Rbn:=1.85; Rbtn:=0.16;
  eps_bR:=(36*Rbn-3*(Rbn/3.6)*(Rbn/3.6)*(Rbn/3.6)*(Rbn/3.6)+51)*0.00001;
  eps_bu:= Rbn/((10+27.5*Rbn)*10);
  eps_btR:=eps_bR*Rbtn/Rbn;
  eps_btu:=eps_bu*Rbtn/Rbn;
  end;

Procedure SIGbet;
var ta1, ta2, k1, k2, ko, ta : real;
begin
  if eps_X[num]>=0 then
  begin
    ta1:=0.3*Rbtn/(Ebo*eps_btR);
    ta2:=eps_btu/eps_btR;
    k1:=((ta1*ta1)-0.6*ta1+0.3)/(0.7*ta1);
    k2:=((ta2*ta2)-1.6*ta2+0.8)/(0.2*ta2);
    if eps_X[num]<=eps_btR then ko:=k1 else ko:= k2;
    ta:=eps_X[num]/eps_btR;
    Sig_pl_X[num]:=(Rbtn*(ko*ta-(ta*ta)))/(1+(ko-2)*ta);
    if eps_X[num]>eps_btu then Sig_pl_X[num]:=0.0;
  end;

  if eps_X[num]<0 then
  begin
    ta1:=0.3*Rbn/(Ebo*eps_bR);
    ta2:=eps_bu/eps_bR;
    k1:=((ta1*ta1)-0.6*ta1+0.3)/(0.7*ta1);
    k2:=((ta2*ta2)-1.6*ta2+0.8)/(0.2*ta2);
    if (abs(eps_X[num])<=eps_bR) then ko:=k1 else ko:= k2;
    ta:=abs(eps_X[num])/eps_bR;
    Sig_pl_X[num]:=-Rbn*(ko*ta-(ta*ta))/(1+(ko-2)*ta);
    if (abs(eps_X[num])>eps_bu) then Sig_pl_X[num]:=0.0;
  end;

  if eps_Y[num]>=0 then
  begin
    ta1:=0.3*Rbtn/(Ebo*eps_btR);
    ta2:=eps_btu/eps_btR;
    k1:=((ta1*ta1)-0.6*ta1+0.3)/(0.7*ta1);
    k2:=((ta2*ta2)-1.6*ta2+0.8)/(0.2*ta2);
    if eps_Y[num]<=eps_btR then ko:=k1 else ko:= k2;
    ta:=eps_Y[num]/eps_btR;
    Sig_pl_Y[num]:=(Rbtn*(ko*ta-(ta*ta)))/(1+(ko-2)*ta);
    if eps_Y[num]>eps_btu then Sig_pl_Y[num]:=0.0;
  end;

  if eps_Y[num]<0 then
  begin
    ta1:=3*Rbn/(Ebo*eps_bR);
    ta2:=eps_bu/eps_bR;
    k1:=((ta1*ta1)-0.6*ta1+0.3)/(0.7*ta1);
    k2:=((ta2*ta2)-1.6*ta2+0.8)/(0.2*ta2);
    if (abs(eps_Y[num])<=eps_bR) then ko:=k1 else ko:= k2;
    ta:=abs(eps_Y[num])/eps_bR;
    Sig_pl_Y[num]:=-Rbn*(ko*ta-(ta*ta))/(1+(ko-2)*ta);
    if (abs(eps_Y[num])>eps_bu) then Sig_pl_Y[num]:=0.0;
  end;
end;
end;

```

Procedure SIGarm;

```

var t, t1, k1, k2 : real;
znak : integer;
begin
  k1:=0; t:=0; t1:=0;
  if abs(eps_st[num])<=EPS_2 then sig_s[num]:=abs(eps_st[num])*E0_st;
  if (abs(eps_st[num])<=EPS_3) and (abs(eps_st[num])>EPS_2) then
  begin
    t1:=(eps_2)/(eps_3); t2:=(sig_2)/(sig_3);
    k1:=(t1*t1-2*t1*t2+t2)/((1-t2)*t1); t:=(abs(eps_st[num]))/EPs_3;
    sig_s[num]:=SIG_3*(k1*t-t*t)/(1+(k1-2)*t);
  end;
  if (abs(eps_st[num])>EPS_3) and (abs(eps_st[num])<=EPS_4) then sig_s[num]:=SIG_3;
  if (abs(eps_st[num])>EPS_4) and (abs(eps_st[num])<=EPS_5m) then
  begin
    t1:=(eps_4)/(eps_5m); t2:=(sig_4)/(sig_5m);
    k1:=(t1*t1-2*t1*t2+t2)/((1-t2)*t1); t:=(abs(eps_st[num]))/(EPs_5m);
    sig_s[num]:=SIG_5m*(k1*t-t*t)/(1+(k1-2)*t);
  end;
  if eps_st[num]<0 then znak:=-1 else znak:=1; sig_s[num]:=znak*sig_s[num];
end;
```

Procedure Sigstal;

```

var t, t1, k1, k2 : real;
znak : integer;
begin
  k1:=0; t:=0; t1:=0;
  if abs(eps_X[num])<=EPS_2 then Sig_pl_X[num]:=abs(eps_X[num])*Ebo;
  if (abs(eps_X[num])<=EPS_3) and (abs(eps_X[num])>EPS_2) then
  begin
    t1:=(eps_2)/(eps_3); t2:=(sig_2)/(sig_3);
    k1:=(t1*t1-2*t1*t2+t2)/((1-t2)*t1); t:=(abs(eps_X[num]))/EPs_3;
    Sig_pl_X[num]:=SIG_3*(k1*t-t*t)/(1+(k1-2)*t);
  end;
  if (abs(eps_X[num])>EPS_3) and (abs(eps_X[num])<=EPS_4) then Sig_pl_X[num]:=SIG_3;
  if (abs(eps_X[num])>EPS_4) and (abs(eps_X[num])<=EPS_5m) then
  begin
    t1:=(eps_4)/(eps_5m); t2:=(sig_4)/(sig_5m);
    k1:=(t1*t1-2*t1*t2+t2)/((1-t2)*t1); t:=(abs(eps_X[num]))/(EPs_5m);
    Sig_pl_X[num]:=SIG_5m*(k1*t-t*t)/(1+(k1-2)*t);
  end;
  if eps_X[num]<0 then znak:=-1 else znak:=1; Sig_pl_X[num]:=znak*Sig_pl_X[num];

  if abs(eps_Y[num])<=EPS_2 then Sig_pl_Y[num]:=abs(eps_Y[num])*Ebo;
  if (abs(eps_Y[num])<=EPS_3) and (abs(eps_Y[num])>EPS_2) then
  begin
    t1:=(eps_2)/(eps_3); t2:=(sig_2)/(sig_3);
    k1:=(t1*t1-2*t1*t2+t2)/((1-t2)*t1); t:=(abs(eps_Y[num]))/EPs_3;
    Sig_pl_Y[num]:=SIG_3*(k1*t-t*t)/(1+(k1-2)*t);
  end;
  if (abs(eps_Y[num])>EPS_3) and (abs(eps_Y[num])<=EPS_4) then Sig_pl_Y[num]:=SIG_3;
  if (abs(eps_Y[num])>EPS_4) and (abs(eps_Y[num])<=EPS_5m) then
  begin
    t1:=(eps_4)/(eps_5m); t2:=(sig_4)/(sig_5m);
    k1:=(t1*t1-2*t1*t2+t2)/((1-t2)*t1); t:=(abs(eps_Y[num]))/(EPs_5m);
    Sig_pl_Y[num]:=SIG_5m*(k1*t-t*t)/(1+(k1-2)*t);
  end;
  if eps_Y[num]<0 then znak:=-1 else znak:=1; Sig_pl_Y[num]:=znak*Sig_pl_X[num];

end;
```

Procedure Korekcja_Es_Eb;

```

begin
  for num:=1 to N_st do
  begin
    Inf_St;
    if TUP_st[num]=1 then arm_1;
    if TUP_st[num]=2 then arm_2;
    if TUP_st[num]=3 then arm_3;
    if TUP_st[num]=4 then arm_4;
    if TUP_st[num]>0 then SIGarm;
```

```

    for num:=1 to N_pl do
    begin Inf_Pl;
        Mat_K_S(a,b,c,d);
        Mat_K_S(c,d,a,b);
    end;
end;

Procedure Zap_Mat_K_S_St;
begin
    for num:=1 to N_st do begin
        . Inf_St;

        K_S[2*a-1,2*a-1]:=K_S[2*a-1,2*a-1]+cos_a*cos_a*EA_st;
        K_S[2*a-1,2*a ]:=K_S[2*a-1,2*a ]+cos_a*cos_b*EA_st;
        K_S[2*a ,2*a-1]:=K_S[2*a ,2*a-1]+cos_a*cos_b*EA_st;
        K_S[2*a ,2*a ]:=K_S[2*a ,2*a ]+cos_b*cos_b*EA_st;

        K_S[2*a-1,2*b-1]:=K_S[2*a-1,2*b-1]-cos_a*cos_a*EA_st;
        K_S[2*a-1,2*b ]:=K_S[2*a-1,2*b ]-cos_a*cos_b*EA_st;
        K_S[2*a ,2*b-1]:=K_S[2*a ,2*b-1]-cos_a*cos_b*EA_st;
        K_S[2*a ,2*b ]:=K_S[2*a ,2*b ]-cos_b*cos_b*EA_st;

        K_S[2*b-1,2*a-1]:=K_S[2*b-1,2*a-1]-cos_a*cos_a*EA_st;
        K_S[2*b-1,2*a ]:=K_S[2*b-1,2*a ]-cos_a*cos_b*EA_st;
        K_S[2*b ,2*a-1]:=K_S[2*b ,2*a-1]-cos_a*cos_b*EA_st;
        K_S[2*b ,2*a ]:=K_S[2*b ,2*a ]-cos_b*cos_b*EA_st;

        K_S[2*b-1,2*b-1]:=K_S[2*b-1,2*b-1]+cos_a*cos_a*EA_st;
        K_S[2*b-1,2*b ]:=K_S[2*b-1,2*b ]+cos_a*cos_b*EA_st;
        K_S[2*b ,2*b-1]:=K_S[2*b ,2*b-1]+cos_a*cos_b*EA_st;
        K_S[2*b ,2*b ]:=K_S[2*b ,2*b ]+cos_b*cos_b*EA_st;

    end;
end;

Procedure Arm_1;
begin
    E0_st:=Eo_st[1];
    Sig_2:=19.6; eps_2:=19.6/E0_st;
    Sig_3:=28; eps_3:=0.0029;
    Sig_4:=28; eps_4:=0.0032;
    Sig_5m:=39; eps_5m:=0.2;
end;

Procedure Arm_2;
begin
    E0_st:=Eo_st[2];
    Sig_2:=39.7; eps_2:=39/E0_st;
    Sig_3:=50; eps_3:=0.00235;
    Sig_4:=50; eps_4:=0.0039;
    Sig_5m:=53; eps_5m:=0.18;
end;

Procedure Arm_3;
begin
    E0_st:=Eo_st[3];
    Sig_2:=39.7; eps_2:=39/E0_st;
    Sig_3:=50; eps_3:=0.00235;
    Sig_4:=50; eps_4:=0.0035;
    Sig_5m:=53; eps_5m:=0.18;
end;

Procedure Arm_4;
begin
    E0_st:=Eo_st[4];
    Sig_2:=29.6; eps_2:=29.6/E0_st;
    Sig_3:=33; eps_3:=0.0029;
    Sig_4:=33; eps_4:=0.0042;
    Sig_5m:=43; eps_5m:=0.22;
end;

Procedure Stal;

```

```

    if eps_st[num]<>0 then E_st[num]:=abs(sig_s[num]/eps_st[num]) else E_st[num]:=E0_st;
end;

    for num:=1 to N_pl do
    begin
    Inf_pl;
    if TUP_pl[num]=1 then
    begin
    Beton;
    Sigbet;
    end;
    if TUP_pl[num]=2 then
    begin
    Stal;
    Sigstal;
    end;
    if eps_X[num]<>0 then
    E_pl[num]:=Sig_pl_X[num]/eps_X[num]
    else E_pl[num]:=Ebo;
    end;
    end;

procedure Raschetik;
begin
    Fy0:=0;
    dfy:=1.0;
    while dfy>0.01 do
    begin
    if N_pl<>0 then Zap_Mat_K_S_Pl;
    if N_st<>0 then Zap_Mat_K_S_St;
    K_S_plus_UV_plus_F;
    Reshenie;
    for num:=1 to N_st do Mas_eps_st;
    for num:=1 to N_pl do Mas_eps_pl;
    Korekcia_Es_Eb;

    Fy1:=(abs(K_S[2*1,2*N_uzl+N_zakr_uzl+1])+abs(K_S[2*401,2*N_uzl+N_zakr_uzl+1]))/2+abs(K_S[2*201,2*N_uzl+N_zakr_uzl+1]);
    dfy:=(fy1-fy0)/fy1;
    fy0:=fy1;
    if fy1>2 then dfy:=0.009;
    end;
    end;

procedure TForm1.Button1Click(Sender: TObject);
begin
rewrite(fj,'tab1.txt');
write(fj,edit1.text);
writeln(fj);
write(fj,edit2.text);
writeln(fj);
write(fj,edit3.text);
writeln(fj);
write(fj,edit4.text);
writeln(fj);
write(fj,edit5.text);
writeln(fj);
edit1.Text :=r1;
edit2.Text :=r2;
edit3.Text :=r3;
edit4.Text :=r4;
edit5.Text :=r5;
val(edit1.text,N_uzl,rrr);
val(edit2.text,N_st,rrr);
val(edit3.text,N_tip_st,rrr);
val(edit4.text,N_pl,rrr);
val(edit5.text,N_tip_pl,rrr);
closefile(fj);
end;

procedure TForm1.Edit1Change(Sender: TObject);
begin

```



```

edit1.Refresh
end;

procedure TForm1.Button2Click(Sender: TObject);
begin
reset(f,'tab1.txt');
read(f,r1);
readln(f);
read(f,r2);
readln(f);
read(f,r3);
readln(f);
read(f,r4);
readln(f);
read(f,r5);
readln(f);
edit1.Text :=r1;
edit2.Text :=r2;
edit3.Text :=r3;
edit4.Text :=r4;
edit5.Text :=r5;
val(edit1.text,N_uzl,rrr);
val(edit2.text,N_st,rrr);
val(edit3.text,N_tip_st,rrr);
val(edit4.text,N_pl,rrr);
val(edit5.text,N_tip_pl,rrr);
closefile(f);
end;

procedure TForm1.Button4Click(Sender: TObject);
begin
reset(f,'tab2.txt');
for num:=1 to N_tip_st do
begin
read(f,r1);
readln(f);
read(f,r2);
readln(f);
read(f,r3);
readln(f);
val(r2,Eo_st[num],rrr);
val(r3,A_st[num],rrr);
val(r1,R_st[num],rrr);
end;
num:=1;
str(R_st[1],r1);
edit6.Text :=r1;
str(Eo_st[1],r2);
edit7.Text :=r2;
str(A_st[1],r3);
edit8.Text :=r3;
closefile(f);
end;

procedure TForm1.Button5Click(Sender: TObject);
begin
r1:=edit6.Text;
r2:=edit7.Text;
r3:=edit8.Text;
val(r2,Eo_st[num],rrr);
val(r3,A_st[num],rrr);
val(r1,R_st[num],rrr);
num:=num+1;
str(R_st[num],r1);
edit6.Text :=r1;
str(Eo_st[num],r2);
edit7.Text :=r2;
str(A_st[num],r3);
edit8.Text :=r3;
end;

procedure TForm1.Button6Click(Sender: TObject);

```

```

begin
r1:=edit6.Text;
r2:=edit7.Text;
r3:=edit8.Text;
val(r2,Eo_st[num],rrr);
val(r3,A_st[num],rrr);
val(r1,R_st[num],rrr);
if num>1 then
begin
num:=num-1;
str(R_st[num],r1);
edit6.Text :=r1;
str(Eo_st[num],r2);
edit7.Text :=r2;
str(A_st[num],r3);
edit8.Text :=r3;
end;
end;

procedure TForm1.Button3Click(Sender: TObject);
begin
rewrite(fj,'tab2.txt');
for num:=1 to N_tip_st do
begin
str(R_st[num],r1);
str(Eo_st[num],r2);
str(A_st[num],r3);
write(fj,r1);
writeln(fj);
write(fj,r2);
writeln(fj);
write(fj,r3);
writeln(fj);
end;
closefile(fj);
end;

procedure TForm1.Button7Click(Sender: TObject);
begin
rewrite(fj,'tab3.txt');
for num:=1 to N_tip_pl do
begin
str(RR[num],r1);
str(E[num],r2);
write(fj,r1);
writeln(fj);
write(fj,r2);
writeln(fj);
end;
closefile(fj);
end;

procedure TForm1.Button8Click(Sender: TObject);
begin
reset(fj,'tab3.txt');
for num:=1 to N_tip_pl do
begin
read(fj,r1);
readln(fj);
read(fj,r2);
readln(fj);
val(r2,E[num],rrr);
val(r1,RR[num],rrr);
end;
num:=1;
str(RR[1],r1);
edit9.Text :=r1;
str(E[1],r2);
edit10.Text :=r2;
closefile(fj);
end;

```

```

procedure TForm1.Button9Click(Sender: TObject);
begin
  r1:=edit9.Text;
  r2:=edit10.Text;
  {r3:=edit8.Text;}
  val(r2,E[num],rrr);
  {val(r3,A_st[num],rrr);}
  val(r1,RR[num],rrr);
  num:=num+1;
  str(RR[num],r1);
  edit9.Text :=r1;
  str(E[num],r2);
  edit10.Text :=r2;
  {str(A_st[num],r3);
  edit8.Text :=r3;}
end;

procedure TForm1.Button10Click(Sender: TObject);
begin
  r1:=edit9.Text;
  r2:=edit10.Text;
  {r3:=edit8.Text;}
  val(r2,E[num],rrr);
  {val(r3,A_st[num],rrr);}
  val(r1,RR[num],rrr);
  if num>1 then
  begin
    num:=num-1;
    str(RR[num],r1);
    edit9.Text :=r1;
    str(E[num],r2);
    edit10.Text :=r2;
    {str(A_st[num],r3);
    edit8.Text :=r3;}
  end;
end;

procedure TForm1.Button11Click(Sender: TObject);
begin
  rewrite(fj,'tab4.txt');
  for num:=1 to N_uzl do
  begin
    str(RRRR[num],r1);
    str(x[num],r2);
    str(y[num],r3);
    write(fj,r1);
    writeln(fj);
    write(fj,r2);
    writeln(fj);
    write(fj,r3);
    writeln(fj);
  end;
  closefile(fj);
end;

procedure TForm1.Button12Click(Sender: TObject);
begin
  reset(fj,'tab4.txt');
  for num:=1 to N_uzl do
  begin
    read(fj,r1);
    readln(fj);
    read(fj,r2);
    readln(fj);
    read(fj,r3);
    readln(fj);
    val(r1,RRRR[num],rrr);
    val(r2,x[num],rrr);
    val(r3,y[num],rrr);
  end;
  num:=1;
  str(RRRR[1],r1);

```

```

edit11.Text :=r1;
str(x[1],r2);
edit12.Text :=r2;
str(y[1],r3);
edit13.Text :=r3;
closefile(fj);
end;

procedure TForm1.Button13Click(Sender: TObject);
begin
r1:=edit11.Text;
r2:=edit12.Text;
r3:=edit13.Text;
val(r1,RRRR[num],rrr);
val(r2,x[num],rrr);
val(r3,y[num],rrr);
num:=num+1;
str(RRRR[num],r1);
edit11.Text :=r1;
str(x[num],r2);
edit12.Text :=r2;
str(y[num],r3);
edit13.Text :=r3;
end;

procedure TForm1.Button14Click(Sender: TObject);
begin
r1:=edit11.Text;
r2:=edit12.Text;
r3:=edit13.Text;
val(r1,RRRR[num],rrr);
val(r2,x[num],rrr);
val(r3,y[num],rrr);
if num>1 then
begin
num:=num-1;
str(RRRR[num],r1);
edit11.Text :=r1;
str(x[num],r2);
edit12.Text :=r2;
str(y[num],r3);
edit13.Text :=r3;
end;
end;

procedure TForm1.Button15Click(Sender: TObject);
begin
rewrite(fj,'tab5.txt');
for num:=1 to N_st do
begin
str(RRRRR[num],r1);
str(EE[num],r2);
str(FF[num],r3);
str(TUP_st[num],r4);
write(fj,r1);
writeln(fj);
write(fj,r2);
writeln(fj);
write(fj,r3);
writeln(fj);
write(fj,r4);
writeln(fj);
end;
closefile(fj);
end;

procedure TForm1.Button16Click(Sender: TObject);
begin
reset(fj,'tab5.txt');
for num:=1 to N_st do
begin
read(fj,r1);

```

```

readln(fj);
read(fj,r2);
readln(fj);
read(fj,r3);
readln(fj);
read(fj,r4);
readln(fj);
val(r1,RRRRR[num],rrr);
val(r2,EE[num],rrr);
val(r3,FF[num],rrr);
val(r4,TUP_st[num],rrr);
end;
num:=1;
str(RRRRR[1],r1);
edit14.Text :=r1;
str(EE[1],r2);
edit15.Text :=r2;
str(FF[1],r3);
edit16.Text :=r3;
str(TUP_st[1],r4);
edit17.Text :=r4;
closefile(fj);
end;

procedure TForm1.Button17Click(Sender: TObject);
begin
r1:=edit14.Text;
r2:=edit15.Text;
r3:=edit16.Text;
r4:=edit17.Text;
val(r1,RRRRR[num],rrr);
val(r2,EE[num],rrr);
val(r3,FF[num],rrr);
val(r4,TUP_st[num],rrr);
num:=num+1;
str(RRRRR[num],r1);
edit14.Text :=r1;
str(EE[num],r2);
edit15.Text :=r2;
str(FF[num],r3);
edit16.Text :=r3;
str(TUP_st[num],r4);
edit17.Text :=r4;
end;

procedure TForm1.Button18Click(Sender: TObject);
begin
r1:=edit14.Text;
r2:=edit15.Text;
r3:=edit16.Text;
r4:=edit17.Text;
val(r1,RRRRR[num],rrr);
val(r2,EE[num],rrr);
val(r3,FF[num],rrr);
val(r4,TUP_st[num],rrr);
if num>1 then
begin
num:=num-1;
str(RRRRR[num],r1);
edit14.Text :=r1;
str(EE[num],r2);
edit15.Text :=r2;
str(FF[num],r3);
edit16.Text :=r3;
str(TUP_st[num],r4);
edit17.Text :=r4;
end;
end;

procedure TForm1.Button19Click(Sender: TObject);
begin
rewrite(fj,'tab6.txt');

```

```

for num:=1 to N_pl do
begin
str(RRRRRR[num],r1);
str(AA[num],r2);
str(BB[num],r3);
str(CC[num],r4);
str(DD[num],r5);
str(TUP_pl[num],r6);
write(fj,r1);
writeln(fj);
write(fj,r2);
writeln(fj);
write(fj,r3);
writeln(fj);
write(fj,r4);
writeln(fj);
write(fj,r5);
writeln(fj);
write(fj,r6);
writeln(fj);
end;
closefile(fj);
end;

```

```

procedure TForm1.Button20Click(Sender: TObject);
begin
reset(fj,'tab6.txt');
for num:=1 to N_pl do
begin
read(fj,r1);
readln(fj);
read(fj,r2);
readln(fj);
read(fj,r3);
readln(fj);
read(fj,r4);
readln(fj);
read(fj,r5);
readln(fj);
read(fj,r6);
readln(fj);
val(r1,RRRRRR[num],rrr);
val(r2,AA[num],rrr);
val(r3,BB[num],rrr);
val(r4,CC[num],rrr);
val(r5,DD[num],rrr);
val(r6,TUP_pl[num],rrr);
end;
num:=1;
str(RRRRRR[1],r1);
edit18.Text :=r1;
str(AA[1],r2);
edit19.Text :=r2;
str(BB[1],r3);
edit20.Text :=r3;
str(CC[1],r4);
edit21.Text :=r4;
str(DD[1],r5);
edit22.Text :=r5;
str(TUP_pl[1],r6);
edit23.Text :=r6;
closefile(fj);
end;

```

```

procedure TForm1.Button21Click(Sender: TObject);
begin
r1:=edit18.Text;
r2:=edit19.Text;
r3:=edit20.Text;
r4:=edit21.Text;
r5:=edit22.Text;
r6:=edit23.Text;

```

```

val(r1,RRRRRR[num],rrr);
val(r2,AA[num],rrr);
val(r3,BB[num],rrr);
val(r4,CC[num],rrr);
val(r5,DD[num],rrr);
val(r6,TUP_pl[num],rrr);
num:=num+1;
str(RRRRRR[num],r1);
edit18.Text :=r1;
str(AA[num],r2);
edit19.Text :=r2;
str(BB[num],r3);
edit20.Text :=r3;
str(CC[num],r4);
edit21.Text :=r4;
str(DD[num],r5);
edit22.Text :=r5;
str(TUP_pl[num],r6);
edit23.Text :=r6;
end;

```

```

procedure TForm1.Button22Click(Sender: TObject);
begin
r1:=edit18.Text;
r2:=edit19.Text;
r3:=edit20.Text;
r4:=edit21.Text;
r5:=edit22.Text;
r6:=edit23.Text;
val(r1,RRRRRR[num],rrr);
val(r2,AA[num],rrr);
val(r3,BB[num],rrr);
val(r4,CC[num],rrr);
val(r5,DD[num],rrr);
val(r6,TUP_pl[num],rrr);
if num>1 then
begin
num:=num-1;
str(RRRRRR[num],r1);
edit18.Text :=r1;
str(AA[num],r2);
edit19.Text :=r2;
str(BB[num],r3);
edit20.Text :=r3;
str(CC[num],r4);
edit21.Text :=r4;
str(DD[num],r5);
edit22.Text :=r5;
str(TUP_pl[num],r6);
edit23.Text :=r6;
end;
end;

```

```

procedure TForm1.Button23Click(Sender: TObject);
begin
rewrite(fj,'tab7.txt');
write(fj,edit24.text);
writeln(fj);
write(fj,edit25.text);
writeln(fj);
edit24.Text :=r1;
edit25.Text :=r2;
val(edit24.text,N_zagr_uzl,rrr);
val(edit25.text,N_zakr_uzl,rrr);
closefile(fj);
end;

```

```

procedure TForm1.Button24Click(Sender: TObject);
begin
reset(fj,'tab7.txt');
read(fj,r1);
readln(fj);

```

```

read(fj,r2);
readln(fj);
edit24.Text :=r1;
edit25.Text :=r2;
val(edit24.text,N_zagr_uzl,rrr);
val(edit25.text,N_zakr_uzl,rrr);
closefile(fj);
end;

```

```

procedure TForm1.Button25Click(Sender: TObject);
begin
rewrite(fj,'tab8.txt');
for num:=1 to N_zagr_uzl do
begin
str(N_F[num],r1);
str(F_x[num],r2);
str(F_y[num],r3);
write(fj,r1);
writeln(fj);
write(fj,r2);
writeln(fj);
write(fj,r3);
writeln(fj);
end;
closefile(fj);
end;

```

```

procedure TForm1.Button26Click(Sender: TObject);
begin
reset(fj,'tab8.txt');
for num:=1 to N_zagr_uzl do
begin
read(fj,r1);
readln(fj);
read(fj,r2);
readln(fj);
read(fj,r3);
readln(fj);
val(r1,N_F[num],rrr);
val(r2,F_x[num],rrr);
val(r3,F_y[num],rrr);
end;
num:=1;
str(N_F[1],r1);
edit26.Text :=r1;
str(F_x[1],r2);
edit27.Text :=r2;
str(F_y[1],r3);
edit28.Text :=r3;
closefile(fj);
end;

```

```

procedure TForm1.Button27Click(Sender: TObject);
begin
r1:=edit26.Text;
r2:=edit27.Text;
r3:=edit28.Text;
val(r1,N_F[num],rrr);
val(r2,F_x[num],rrr);
val(r3,F_y[num],rrr);
num:=num+1;
str(N_F[num],r1);
edit26.Text :=r1;
str(F_x[num],r2);
edit27.Text :=r2;
str(F_y[num],r3);
edit28.Text :=r3;
end;

```

```

procedure TForm1.Button28Click(Sender: TObject);
begin

```



```

r1:=edit26.Text;
r2:=edit27.Text;
r3:=edit28.Text;
val(r1,N_F[num],rrr);
val(r2,F_x[num],rrr);
val(r3,F_y[num],rrr);
if num>1 then
begin
num:=num-1;
str(N_F[num],r1);
edit26.Text :=r1;
str(F_x[num],r2);
edit27.Text :=r2;
str(F_y[num],r3);
edit28.Text :=r3;
end;
end;

procedure TForm1.Button29Click(Sender: TObject);
begin
rewrite(fj,'tab9.txt');
for num:=1 to N_zakr_uzl do
begin
str(N_Z[num],r1);
str(V_x[num],r2);
str(U_y[num],r3);
write(fj,r1);
writeln(fj);
write(fj,r2);
writeln(fj);
write(fj,r3);
writeln(fj);
end;
closefile(fj);
end;

procedure TForm1.Button30Click(Sender: TObject);
begin
reset(fj,'tab9.txt');
for num:=1 to N_zakr_uzl do
begin
read(fj,r1);
readln(fj);
read(fj,r2);
readln(fj);
read(fj,r3);
readln(fj);
val(r1,N_Z[num],rrr);
val(r2,V_x[num],rrr);
val(r3,U_y[num],rrr);
end;
num:=1;
str(N_Z[1],r1);
edit29.Text :=r1;
str(V_x[1],r2);
edit30.Text :=r2;
str(U_y[1],r3);
edit31.Text :=r3;
closefile(fj);
end;

procedure TForm1.Button31Click(Sender: TObject);
begin
r1:=edit29.Text;
r2:=edit30.Text;
r3:=edit31.Text;
val(r1,N_Z[num],rrr);
val(r2,V_x[num],rrr);
val(r3,U_y[num],rrr);
num:=num+1;
str(N_Z[num],r1);
edit29.Text :=r1;

```

```

str(V_x[num],r2);
edit30.Text :=r2;
str(U_y[num],r3);
edit31.Text :=r3;
end;

```

```

procedure TForm1.Button32Click(Sender: TObject);
begin
r1:=edit29.Text;
r2:=edit30.Text;
r3:=edit31.Text;
val(r1,N_Z[num],rrr);
val(r2,V_x[num],rrr);
val(r3,U_y[num],rrr);
if num>1 then
begin
num:=num-1;
str(N_Z[num],r1);
edit29.Text :=r1;
str(V_x[num],r2);
edit30.Text :=r2;
str(U_y[num],r3);
edit31.Text :=r3;
end;
end;

```

```

procedure TForm1.Button33Click(Sender: TObject);
begin
val(edit33.text,F,rrr);
F_y[1]:=F;
F_y[2]:=-F;
F_y[3]:=-F;
F_y[4]:=F;
edit32.Text :='Ждите ...!';
edit32.Refresh;
K_S_Zero;
z:=0.5; t:=0.5;
Nachalnie_E_pl;
Nachalnie_E_st;
Raschetik;
jjj:=3;
Rezultat;
edit32.Text :='Расчет благополучно окончен !!!';
end;

```

```

procedure TForm1.Button34Click(Sender: TObject);
begin
edit32.Text :='Обновление информации';
edit32.Refresh;
Button2.Click;
Button4.Click;
Button8.Click;
Button12.Click;
Button16.Click;
Button20.Click;
Button24.Click;
Button26.Click;
Button30.Click;
TabSheet1.show;
edit32.Text :=' ';
edit32.Refresh;
end;

```

```

procedure Korekcia_Fmax;
begin
if crc=1 then begin df:=abs(f-df-fcrc)/2; F:=F-df; end else F:=F+df;
if f=fcrc then begin df:=df/2; f:=f-df end;
crc:=0;
fi:=f;
F_y[1]:=F;
F_y[2]:=-F;
F_y[3]:=-F;

```

```

F_y[4]:=F;
Raschetik;
df0:=abs((f-fcrc)/f);
if df=20 then begin fc:=f; Rezultat end;
end;

procedure TForm1.Button35Click(Sender: TObject);
begin
  edit32.Text :='Ведется расчет, ждите ...';
  edit32.Refresh;
  *K_S_Zero;
  dF:=20; dF0:=1; crc:=0; f:=0.0; fcrc:=0.0; z:=0.5; t:=0.5; jjj:=3; fi:=df;
  Nachalnie_E_pl;
  Nachalnie_E_st;

  while df0>=0.05 do
  begin
    str(Fi,r1);
    edit32.Text :='Fi = '+r1+' kH';
    edit32.Refresh;
    Korekcja_Fmax;
    for num:=1 to N_pl do if E_pl[num]=0 then begin crc:=1; fcrc:=f end;
  end;
  jjj:=1;
  Rezultat;
  str(F,r1);
  edit32.Text :='Fcrc = '+r1+' kH';
  edit32.Refresh;
  crc:=0.0; fcrc:=0.0; df:=20; f:=fc; df0:=1; jjj:=3;

  while df0>=0.05 do
  begin
    str(Fi,r1);
    edit32.Text :='Fi = '+r1+' kH';
    edit32.Refresh;
    Korekcja_Fmax;
    for num:=1 to N_pl do
      if (abs(eps_X[num])>=eps_bu) or (abs(eps_Y[num])>=eps_bu) then crc:=1; fcrc:=f;
    end;
    jjj:=2;
    Rezultat;
    str(F,r1);
    edit32.Text :='Fmax = '+r1+' kH';
    edit32.Refresh;
  end;
end;
END.

```

Интерфейс программы расчета згинальних елементів за допомогою МСЕ

Расчет конструкций по МКЭ

Общие данные | Жесткость стержней | Жесткость пластин | Координаты | Стержни | Пластины | Связи

Загрузить сохраненные Сохранить

Количество узлов	410
Количество стержней	311
Количество типов стержней	4
Количество пластин	720
Количество типов пластин	2

Загрузить сохраненную информацию Расчет на указанную нагрузку

Расчитать несущую способность

Введення основної інформації про систему

Расчет конструкций по МКЭ

Общие данные | Жесткость стержней | Жесткость пластин | Координаты | Стержни | Пластины | Связи

Загрузить сохраненные Сохранить

Тип	1.00000000000000E+0000	Вперед
Модуль Упругости, нН/кв.см	2.06000000000000E+0004	Обратно
Площадь сечения, кв.см	8.40000000000000E+0000	

Загрузить сохраненную информацию Расчет на указанную нагрузку

Расчитать несущую способность

Введення фізичних характеристик стержнів

Расчет конструкций по МКЭ

Общие данные | Жесткость стержней | Жесткость пластин | Координаты | Стержни | Пластины | Связи

Загрузить сохраненные Сохранить

Тип	1.00000000000000E+0000	вперед
Модуль Упругости	3.00000000000000E+0003	обратно

Загрузить сохраненную информацию Расчет на указанную нагрузку

Расчитать несущую способность

Введення фізичних характеристик елементів сталевго підсилення



ТОВАРИСТВО З ОБМЕЖЕНОЮ ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ
«КОРПОРАЦІЯ-Т»

www.corporation-t.com.ua e-mail: corporation@kv.ukrtel.net

юадреса: 03038, Україна, м. Київ, вул.М.Грінченка, 2/1,
 офіс: 04074, Україна, м. Київ, вул.Вишгородська, 23
 тел./факс 430-71-82, тел. 467-42-48,

Р/р 260066085 в ВАТ АКБ «Укргазбанк», МФО 320478,
 код ЄДРПОУ 32524519, свідоцтво № 37095310,
 індивідуальний податковий № 325245126506,

Довідка

про впровадження результатів дисертації
 на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук
 Білокурова Павла Сергійовича
 “*Міцність та деформативність сталезалізобетонних балкових
 конструкцій, посилених зовнішнім сталевим армуванням*”
 (спеціальність 05.23.01 – Будівельні конструкції, будівлі та споруди)

Цим підтверджується, що результати дисертаційної роботи Білокурова Павла Сергійовича “Міцність та деформативність сталезалізобетонних балкових конструкцій, посилених зовнішнім сталевим армуванням” використовувалися для розробки проектних пропозицій по об’єкту “ Реконструкція промислового цеху з прибудовою нежитлових приміщень для розміщення торговельно-розважального та офісного комплексу з паркінгом по вул. Магнітогірська ,1”, при підсиленні існуючих сталезалізобетонних перетинок, шляхом приклеювання зовнішнього сталевих армування. Економічна ефективність при підсиленні існуючих будівельних конструкцій склала - 63840грн згідно кошториса.

Без взаємних грошових розрахунків.

Генеральний директор
 ТОВ”Корпорація-Т”



О.В.Токовенко

Головний інженер
 ТОВ”Корпорація-Т”

В.С. Соколовський

Начальник Виробничо технічного відділу
 ТОВ”Корпорація-Т”

І.М. Заденська

Додаток Г

НАУЧНО-ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ ПРЕДПРИЯТИЕ

ТЕХНОПРОЕКТ



УКРАИНА, 07300,

Киевская область,
г. Вышгород, ул. Симоненко Зв.т.(044) 392-85-87
(044) 381-34-50 e-mail: office@tp.kiev.ua

Довідка

про впровадження результатів дисертації
на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук
Білокурова Павла Сергійовича

*“ Міцність та деформативність сталезалізобетонних балкових конструкцій,
посилених зовнішнім сталевим армуванням”*

(спеціальність 05.23.01 – Будівельні конструкції, будівлі та споруди)

Цим підтверджується, що результати дисертаційної роботи Білокурова Павла Сергійовича *“ Міцність та деформативність сталезалізобетонних балкових конструкцій, посилених зовнішнім сталевим армуванням ”* використовувалися для розробки проектних пропозицій по об'єкту ТОВ ”Трипільський пакувальний комбінат”, підсилення балочних елементів конструкцій машинного цеху, шляхом приклеювання зовнішнього сталевих армування. . Економічна ефективність при підсиленні існуючих будівельних конструкцій склала - 27457грн згідно кошториса.

Без взаємних грошових розрахунків.

Директор
НВП”Технопроект”



Федосенко В.М.