

Національний університет «Львівська політехніка»

На правах рукопису

УДК 624.014+691.328

Іваник Юрій Іванович



**Міцність та деформативність
комбінованих сталезалізобетонних
попередньо напружених конструкцій**

05.23.01 – Будівельні конструкції, будівлі та споруди

Дисертація на здобуття наукового ступеня
кандидата технічних наук

**Науковий керівник -
доктор технічних наук,
професор Демчина Богдан Григорович**

Ідентичність усіх примірників дисертації

ЗАСВІДЧУЮ:

Вчений секретар

спеціалізованої вченої ради



/Холод П.Ф./

Львів -2017

Зміст

ВСТУП		5
Розділ 1. АНАЛІЗ НАУКОВИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ПРО МІЦНІСТЬ ТА	ДЕФОРМАТИВНІСТЬ КОМБІНОВАНИХ ПОПЕРЕДНЬО	
НАПРУЖЕНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ШПРЕНГЕЛЬНИХ	КОНСТРУКЦІЙ	14
1.1 Сталезалізобетонні конструкції: історія, види, сумісна робота.....		14
1.2 Анкерування сталезалізобетонних конструкцій.....		19
1.3 Комбіновані конструкції шпренгельного типу		22
1.4 Попереднє напруження комбінованих шпренгельних конструкцій.....		23
1.5 Аналіз підходів до проектування та методів розрахунку просторових	комбінованих стале залізобетонних попередньо напружених шпренгельних	
конструкцій.....		31
1.6 Цілі і задачі роботи		34
Розділ 2. МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ КОМБІНОВАНИХ	СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПОПЕРЕДНЬО	
НАПРУЖЕНИХ ШПРЕНГЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ		37
2.1 Математична модель комбінованих сталезалізобетонних попередньо	напружених шпренгельних конструкцій	37
2.2 Постановка задачі.....		39
2.2.1 Математична модель статично невизначеної комбінованої металевої	шпренгельної конструкції (МШК).	40
2.2.2 Розрахунок оптимальних параметрів статично невизначеної комбінованої	металевої шпренгельної конструкції (МШК) без врахування попереднього	
натягу затяжки.....		45
2.2.3 Розрахунок оптимальних параметрів комбінованої металевої шпренгельної	конструкції (МШК) з врахуванням регулювання зусиль в її елементах за	
допомогою затяжки нижньої підвіски.		48

2.2.4	Розрахунок оптимальних параметрів сталезалізобетонної комбінованої шпренгельної конструкції (СЗШК) з врахуванням регулювання зусиль в її елементах за допомогою затяжки нижньої підвіски.	55
2.2.5	Розрахунок параметрів сталезалізобетонної попередньо напруженої комбінованої шпренгельної конструкції (ПНШК).	61
2.3.	Розрахунок втрат попереднього напруження комбінованої сталезалізобетонної попередньо напруженої шпренгельної конструкції (ПНШК).....	62
2.4.	Висновки до розділу 2	69
Розділ 3.	РОЗРАХУНОК ПРОСТОРОВИХ КОМБІНОВАНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ ШПРЕНГЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ	71
3.1.	Математична модель комбінованої сталезалізобетонної попередньо напруженої шпренгельної конструкції (ПНШК).	71
3.2.	Побудова алгоритму розрахунку.....	79
3.3.	Текст програми SCS.....	82
3.4.	Висновки до розділу 3	90
Розділ 4.	ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ТА ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ І КОМБІНОВАНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ ШПРЕНГЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ	92
4.1.	Експериментальна комбінована попередньо напружена шпренгельна конструкція.	92
4.2.	Контрольно-вимірювальні прилади.	95
4.3.	Проведення експериментальних досліджень.	105
4.4.	Результати експериментальних досліджень.....	119
4.4.1.	Розрахунок стійкості стінки металевого прокату балки жорсткості	120
4.4.2.	Робота залізобетонної плити в складі комбінованої сталезалізобетонної попередньо напруженої шпренгельної конструкції.	122
4.4.3.	Елементи металевої попередньо напруженої шпренгельної підвіски.....	128
4.4.4.	Металева попередньо напружена балка жорсткості	129

4.5. Використання комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій у будівництві.....	139
4.6. Висновки до розділу 4	145
ОСНОВНІ РЕЗУЛЬТАТИ І ВИСНОВКИ.....	148
Література	150
Додаток А.....	169
Додаток Б.....	171
Додаток В	191

ВСТУП

Актуальність теми. Сучасні умови зведення будівель та споруд, які характеризуються впровадженням новітніх та ефективних конструкцій, невід'ємно пов'язані з проблемами розроблення методики дослідження й проектування цих конструкцій. До таких конструкцій належить комбіновані сталезалізобетонні шпренгельні системи. Історичний досвід із застосування в практиці будівництва комбінованих сталезалізобетонних конструкцій показав їх ефективність, яка полягала у зменшенні витрат бетону й сталі порівняно з аналогічними залізобетонними чи металевими конструкціями і, як наслідок, загальної ваги. Враховуючи вищезазвані переваги, а також раціональну просторову роботу та високу техніко-економічну ефективність сталевих шпренгельних конструкцій перекриття чи покриття, об'єднання їх по балці жорсткості з залізобетоном для сумісної роботи є перспективним напрямом розвитку будівельних конструкцій.

В комбінованих сталезалізобетонних шпренгельних попередньо напружених конструкціях сумісно працюють сталеві балкові й шпренгельні елементи та залізобетонна плита. Використання таких конструкцій в будівництві потребує більш детальних досліджень та їх удосконалення. Особливістю запропонованих конструкцій є те, що верхні сталезалізобетонні елементи сприймають зусилля стиску і згину, а елементи підвіски сприймають зусилля розтягу або стиску. Для ефективної роботи таких конструкцій необхідно визначити їх раціональні геометричні характеристики, міцність та деформативність елементів.

Вирішення питання розроблення методики дослідження і проектування комбінованих сталезалізобетонних шпренгельних попередньо напружених конструкцій за умови забезпечення високого рівня несучої здатності при низькій масі є актуальною проблемою.

В мостобудуванні значне поширення має використання вимушеного зворотнього вигину сталевих балок жорсткості перед подальшим їх об'єднанням із залізобетонною плитою. Для цього використовується ряд інженерних рішень, що передбачають влаштування постійних або тимчасових опор, а також розрізів

поперек головних балок з їх подальшим заварюванням в проектному положенні.

Попереднє напруження сталезалізобетонних конструкцій у вигляді шпренгельних зтяжок дає можливість значно покращити параметри міцності й деформативності як окремих елементів, так і конструкції в цілому. Воно дозволяє проектувальникам створювати конструкції, які мають кращу міцність і довговічність, в тому числі в сумісній роботі з залізобетонною плитою.

В будівельній практиці попереднє напруження у вигляді шпренгельних зтяжок ефективно використовується при влаштуванні сталезалізобетонних конструкцій покриттів і перекриттів будівель та споруд, прольотних будов мостів різних прогонів, а також при їх реконструкції або підсиленні. Застосування шпренгельних зтяжок має переваги, які дозволяють: шляхом раціонального пошуку знайти оптимальні фізико-механічні параметри елементів конструкції, її топологію, зменшити висоту перерізів елементів; здійснювати регулювання зусиль в елементах конструкції; проводити підсилення під дією зовнішнього навантаження; здійснювати контроль та регулювання попереднього напруження; спростити проведення будівельних і ремонтних робіт без перерви технологічного процесу. Разом з тим комбіновані сталезалізобетонні попередньо напружені шпренгельні конструкції (ПНШК) не достатньо широко застосовуються в будівництві у зв'язку з відсутністю узагальнюючої методики їх розрахунку і недостатньою кількістю експериментальних досліджень.

Методи розрахунку комбінованих попередньо напружених сталезалізобетонних шпренгельних конструкцій значно відстають від методів розрахунку залізобетонних, металевих чи сталезалізобетонних елементів. З метою підвищення ефективності та більш широкого розповсюдження ПНШК необхідне подальше вдосконалення теорії й методів їх розрахунку.

Актуальність дисертаційної роботи полягає в необхідності створення нових конструктивних форм, методики, алгоритму і програмного забезпечення розрахунку комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій для більш широкого їх впровадження в практиці будівництва як ефективних несучих конструкцій покриття чи перекриття.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Тема дисертаційної роботи відповідає напряму науково-технічної політики держави в галузі оцінювання технічного стану будівель і споруд згідно з Постановою Кабінету Міністрів України №409 від 5 травня 1997 р. “Про забезпечення надійності будівель, споруд та мереж”, плану науково-дослідних робіт кафедри будівельних конструкцій і мостів Національного університету «Львівська політехніка» “Дослідження міцності, деформативності і надійності звичайних та попередньо напружених залізобетонних конструкцій”, а також програмним рішенням I-V науково-технічних конференцій “Сталезалізобетонні конструкції: дослідження проектування, будівництво, експлуатація” (м. Кривий Ріг), а також в рамках госпдоговірної науково-дослідної роботи «Регулювання напружено-деформованого стану комбінованих металевих конструкцій» (номер держреєстрації № 0106U008821).

Мета роботи. Метою роботи є розроблення і реалізація на ЕОМ методики й алгоритму розрахунку міцності та деформативності комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій і експериментальне дослідження їх напружено-деформованого стану при дії статичного навантаження.

Для досягнення поставленої мети необхідно було вирішити наступні **задачі**:

1) на підставі існуючих способів та методик розрахунку сталезалізобетонних та комбінованих шпренгельних систем створити математичну модель розрахунку, алгоритм та програму визначення зусиль і вертикальних переміщень у просторових комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних системах;

2) виконати математичний експеримент для дослідження міцності та деформативності комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій на дію симетричних та несиметричних навантажень та вибрати їхні оптимальні параметри;

3) виконати натурні експериментальні дослідження комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій для визначення міцності та деформативності дослідних зразків, отриманих та

запроектованих в результаті математичного моделювання з метою підтвердження правильності вибраного алгоритму розрахунку;

4) дослідити експериментальним шляхом тріщиностійкість комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій та зафіксувати характер руйнування дослідних моделей;

5) на основі аналізу теоретичних та експериментальних досліджень, а також економічної ефективності розробити рекомендації для розрахунку, проектування та застосування комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій;

б) результати досліджень впровадити у практику проектування і будівництва шляхом розробки практичних методів розрахунку комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій.

Об'єкт дослідження: комбіновані сталезалізобетонні попередньо напружені шпренгельні конструкції.

Предмет дослідження: міцність та деформативність комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій.

Методи дослідження включають підбір, вивчення й аналіз літературних джерел, класичні методи будівельної механіки, експериментальні випробовування дослідних зразків, теоретичні дослідження, порівняльний аналіз отриманих теоретичних і експериментальних даних.

Наукова новизна полягає в такому:

1) удосконалено математичну модель, методику, алгоритм і програмне забезпечення просторового розрахунку несучої здатності елементів комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних систем з використання ітераційного пошуку оптимальних параметрів напруженого деформованого стану елементів і геометричних форм конструкцій, в тому числі з врахуванням фізичної нелінійності;

2) теоретично досліджено вплив зміни параметрів елементів комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних систем на напружено деформований стан елементів, міцність та деформативність конструкцій;

3) запроектовано, виготовлено та випробувано нові комбіновані сталезалізобетонні попередньо напружені шпренгельні конструкції на дію симетричних і несиметричних навантажень;

4) проведено аналіз отриманих експериментальних даних і порівняння їх з теоретичними результатами розрахунку міцності й деформативності комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій за запропонованою методикою та подібними методами розрахунку;

5) запропоновано практичні методи розрахунку міцності й деформативності комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій, які базуються на основних положеннях деформаційної моделі, окремих положеннях діючих вітчизняних і закордонних норм та «Eurocode-4» та впроваджено в реальному будівництві їх використання як несучих елементів перекриття громадських будівель.

В **першому розділі** розглянуто застосування комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій в роботі будівельних споруд і конструкцій, проведено огляд і аналіз існуючих методик розрахунку міцності і деформативності перерізів елементів комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій і сформульовані основні задачі дисертаційної роботи. В цьому ж розділі узагальнено результати теоретичних і експериментальних досліджень комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій.

В **другому розділі** розроблені математична модель, методика й алгоритм просторового розрахунку міцності і деформативності елементів комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій.

В **третьому розділі** на основі розробленої методики і алгоритму розрахунку комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій з врахуванням статичної рівноваги вузлових елементів системи проведені теоретичні розрахунки таких конструкції з врахуванням симетричного і несиметричного навантажень. На основі проведених теоретичних розрахунків запроектовано натурні експериментальні моделі. Разом з тим розроблена програма

експериментальних досліджень несучої здатності ПНШК та визначенні фізико-механічних властивостей матеріалів.

Четвертий розділ присвячений проведенню та аналізу експериментальних досліджень ПНШК прольотом 6 м за різних схем навантаження та їх конструктивних особливостей. Наведена характеристика матеріалів, з яких виготовлена дослідна конструкція, схема експериментальної установки та методика проведення випробувань. Досліджено залежності параметрів міцності та деформативності елементів конструкції на різних етапах завантаження, в тому числі з врахуванням фізичної нелінійності. В цьому ж розділі показані проектні рішення, використанні при будівництві та реконструкції будівель, а також проведені техніко-економічні порівняння використання запропонованих конструкцій з іншими конструкціями.

Практичне значення роботи полягає в можливості використання розроблених комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій різної довжини, а також отриманих експериментальних і теоретичних даних, методики, алгоритму і програмного забезпечення просторового розрахунку міцності та деформативності у практиці проектування й навчальному процесі.

Особистий внесок здобувача:

- 1) розроблені нові комбіновані сталезалізобетонні попередньо напружені шпренгельні конструкції;
- 2) розроблена математична модель розрахунку комбінованої сталезалізобетонної попередньо напруженої шпренгельної конструкції;
- 3) розроблено методику, алгоритм і програмне забезпечення просторового розрахунку несучої здатності елементів комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних систем з використання ітераційного пошуку оптимальних параметрів напруженого деформованого стану елементів і геометричних форм конструкцій, в тому числі з врахуванням фізичної нелінійності;
- 4) на підставі розроблених методики, алгоритму і програмного забезпечення теоретично досліджено вплив зміни параметрів елементів

комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних систем на напружено деформований стан елементів, міцність та деформативність конструкцій;

5) вперше експериментально досліджено напружено деформований стан, міцність і деформативність елементів комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій на дію симетричних і несиметричних навантажень;

б) проведені теоретичні дослідження щодо визначення впливу величини попереднього натягу напруженої арматури, зміни положення нейтральної осі в балці жорсткості на напружено деформований стан елементів, міцність та деформативність конструкцій, а також розрахунку ширини полиці залізобетонної плити балки жорсткості в залежності від жорсткості конструкції та величини зовнішнього навантаження;

7) проведено аналіз отриманих експериментальних даних і порівняння їх з теоретичними результатами розрахунку міцності й деформативності комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій за запропонованою методикою та подібними методами розрахунку;

8) вперше на підставі проведених теоретичних та експериментальних досліджень досліджено постадійні показники міцності та деформативності балки жорсткості комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій;

9) запропоновано практичні методи розрахунку міцності й деформативності комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій, які базуються на основних положеннях деформаційної моделі, окремих положеннях діючих вітчизняних і закордонних норм та «Eurocode-4», а також на наукових розробках автора;

10) впроваджено в реальному будівництві комбіновані сталезалізобетонні попередньо напружені шпренгельні конструкції різних прольотів в якості несучих елементів перекриття громадських будівель.

Запропоновані методика і алгоритм використані для розрахунку і проектування конструкцій перекриття конференцзалу будівлі «Ройял» ТЗОВ «Трускавецьінвест» (м. Трускавець, вул. Суховоля, 59); перекриття будівлі відпочинкового комплексу санаторію «Женева» (м.Трускавець Львівської області, вул. Суховоля, 63); проміжне перекриття будівлі по вул. Б.Хмельницького, 176 в м. Львові; перекриття будівлі «Таврія-В» (м. Львів, вул. Зубрівська, 38); проміжних перекриттів при реконструкції будівлі ТЗОВ «Львівська колсантингова компанія» (м. Львів, вул. Зелена, 301); перекриття будівлі ресторану і вхідної групи ТЗОВ «Світ плюс» (м. Київ, вул. Молодогвардійська, 32) та інші.

Апробація результатів дисертації. Основні результати роботи доповідалися на Міжнародній науково-технічній конференції «Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій» (Львів-Дубляни, 2012 р.), на X Міжнародній науково-технічній конференції «Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація» (Полтава, 8-12 жовтня 2012р.), на III міжнародній науково-технічній конференції «Науково-прикладні аспекти автомобільної і транспортно-дорожньої галузей» (Луцьк, травень-червень 2014 р.), на XI Міжнародній науково-технічній конференції «Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація» (Полтава, 27-30 жовтня 2014 р.), на 3-ій Міжнародній науково-практичній конференції «Актуальні проблеми інженерної механіки» (Одеса, 2016 р.), науково-практичній конференції «Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції (Київ, 2016) та на студентських науково-технічних конференціях (НУ «Львівська політехніка», 2011 і 2012 р.р.).

Публікації. Результати дисертаційної роботи опубліковано у 5-ти статтях, у тому числі чотири із них у наукових фахових виданнях України та одна – в зарубіжному виданні.

Структура та обсяг роботи. Дисертація складається із вступу, 4 розділів, загальних висновків, списку використаних джерел із 169 найменувань, 3 додатків. Робота викладена на 200 сторінках, у тому числі містить 133 сторінок основного

тексту, з них 16 повних сторінок з рисунками і таблицями, 19 сторінок списку використаних джерел та 32 сторінки додатків.

РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ НАУКОВИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ПРО МІЦНІСТЬ ТА ДЕФОРМАТИВНІСТЬ КОМБІНОВАНИХ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ШПРЕНГЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

1.1 Сталезалізобетонні конструкції: історія, види, сумісна робота

Будівництво ставить перед собою велику кількість завдань: удосконалення проектних рішень і розрахунків, створення більш ефективних, легких і простих конструкцій, зменшення витрат матеріалів, економічний ефект тощо. Найважливішим напрямком в галузі будівництва є створення і вдосконалення конструктивних форм будівельних конструкцій з метою вирішення основних техніко-економічних задач, що включають в себе зниження маси конструкцій, підвищення продуктивності праці при їх виготовленні і монтажі, скорочення термінів зведення будівель і споруд, зниження вартості проектних робіт, виготовлення і монтажу конструкцій. Одним із способів вирішення таких завдань є створення нових раціональних конструктивних форм систем перекриттів чи покриттів, з меншими габаритами і матеріалоємністю в порівнянні з існуючими аналогами.

Домінуючим критерієм в цьому підході є використанням комбінації з різних видів конструкцій, які можуть виготовлятися з різних матеріалів, в результаті чого створюються нові ефективні перерізи.

Найбільш раціональним підходом є поєднання в сумісній роботі прокатної сталі, залізобетону і різного роду елементів попереднього натягу. Конструктивні елементи називають сталезалізобетонними (за кордоном - композитними), і в них сталеві балки працюють спільно з залізобетонною плитою у складі єдиної конструкції. Для проектування цих конструкцій існує міжнародний документ Eurocode-4 [69, 160]. На думку М.М. Стрілецького [131], поява сталезалізобетонних конструкцій, в яких залізобетонна плита включена в сумісну роботу зі сталевими балками, - один із прикладів реалізації принципу суміщення функцій елементів конструкцій. Впровадження цього принципу є важливим загальним напрямком технічного прогресу конструктивних форм, який безпосередньо пов'язаний з

успіхами будівельної механіки, які дозволили розглядати сталезалізобетонний елемент як єдине просторове ціле і забезпечувати просторову спільну роботу площинних частин (сталених балок, залізобетонної частини, шпренгелів і зв'язків), враховуючи цю спільну роботу в розрахунках.

Згідно Eurocode-4 [69, 160] сталезалізобетонними конструкціями називають комплексні конструкції з використанням сталевих прокатів, поєднаного з бетоном, що може бути армований стержневою арматурою. Норми рекомендують розглядати сталезалізобетон і як залізобетон із жорсткою арматурою, так і як сталеву конструкцію, в якій сталь частково заміщена в перерізі стиснутих елементів бетоном або залізобетоном.

Для визначення області застосування сталезалізобетонних елементів запропоновано [118] використовувати коефіцієнт ефективного поперечного перерізу δ , який визначається за формулою

$$\delta = N_s / N_{pl}, \quad (1.1)$$

де N_s - несуча здатність сталевих прокатів;

N_{pl} – несуча здатність сталезалізобетонного елемента в цілому.

До сталезалізобетонних відносять конструктивні елементи, для яких виконується співвідношення $0,2 \leq \delta \leq 0,9$; при $\delta > 0,9$ елемент розглядається як сталевий; при $\delta < 0,2$ – як залізобетонний.

В дисертаційній роботі пропонується для сталезалізобетонних перекриттів чи покриттів новий конструктивний принцип поєднання функцій, при якому спільна робота залізобетонної плити і балок здійснюється за допомогою шпренгельної системи: передача попереднього напруження здійснюється на плиту, оперту на попередньо напружені у початковій стадії виготовлення за допомогою затяжок сталеві балки жорсткості металевої комбінованої шпренгельної конструкції [28, 29, 43, 44, 45, 72 – 77].

Включення залізобетонної плити в спільну роботу з металевими балками жорсткості комбінованої шпренгельної конструкції забезпечує економію сталі в порівнянні з аналогічною конструкцією, що не має включення в роботу із залізобетонною плитою. Деякі попередньо напружені сталезалізобетонні

конструкції, в яких високоміцна арматура використовується в якості третього конструкційного матеріалу, можуть наближатися за витратами сталі до залізобетонних конструкцій.

Огляду конструктивних рішень сталезалізобетонних конструкцій присвячені спеціальні праці [1], [15], [39]. Основні аспекти розвитку сталезалізобетонних конструкцій розглянуті в наукових працях З.Я.Бліхарського [19], Ф.Є. Клименка [85, 86], Л.М.Костікова [90], О.В. Семка, О.П.Воскобійник [118], Л.І. Стороженка [130], М.М. Стрілецького [131], Ю.М.Фабрики [134], Є.Р.Хіло, Б.С.Поповича [136] та інш. У багатьох роботах [90, 96, 115, 129, 154] до сталезалізобетонних відносять конструкції з листовим зовнішнім армуванням, яке може поєднуватися із стержневою внутрішньою арматурою.

Потужне зростання промисловості в Західній Європі в ХІХ столітті створило нові задачі в будівельній галузі: збільшення прольотності і габаритів мостів, поверховості будівель і споруд, міцності, вогнестійкості та довговічності.

Перші конструктивні елементи, в яких запропонована сумісна робота бетону і сталевих прокатів, розроблені англійськими інженерами Уаттом і Боултоном (перекриття фабрики в Манчестері, 1801 р.), Фоксом (1829 р.), Уільямом Ферберном (1845 р.), французьким винахідником Моньє (1867 р.), американцем Т.Гіаттом (1877 р.). Потужний вклад в вивченні спільної роботи бетону і сталі вніс американський дослідник Вільям Е. Уорд [118], [157].

На теренах України перші сталезалізобетонні конструкції почали використовуватись в якості перекиртітів наприкінці ХІХ століття. В значній кількості будівель центральної частини м. Львова та інших міст Західної України, запроектованих архітектурною майстарнею Захарієвича і збудованих інженером М. Левицьким (наприклад, будівля юридичного корпусу НУ ім. Івана Франка), вже в ті часи використовувався сталезалізобетон.

Найбільш широке застосування ці конструкції знайшли у будівництві мостів і шляхопроводів. Розвитку рішення проблеми застосування сталезалізобетонних комбінованих конструкцій присвячені роботи Я.А. Балабуха [6], І.Б.Глотова [40], Голоднова К.А. [46], В.Г. Кваші, П.М.Коваля [81], М.М. Стрелецького [131] та інш.

В 1939 р. в Швейцарії були запатентовані балки системи «Альфа», що відрізнялися зварюванням до верхнього поясу арматурних спіралей для об'єднання залізобетону й сталі. Перші сталезалізобетонні споруди з балками системи «Альфа» були побудовані в Нью-Йорку і в Швейцарії [27].

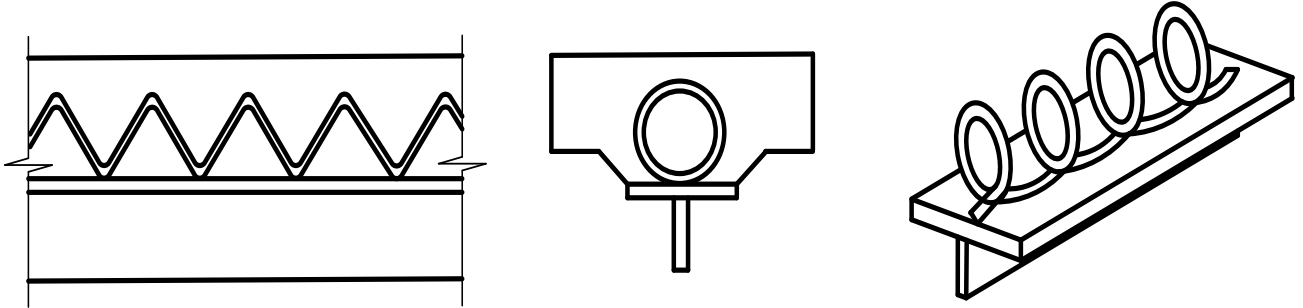


Рис.1.1. Об'єднання залізобетону і сталі системи «Альфа» [27].

В 40-х роках ХХ століття в США для об'єднання залізобетону і сталі почали використовувати гнучкі упори у вигляді відрізків швелерів і двотаврів, які розширили застосування балочно-розрізних сталезалізобетонних конструкцій. У 1944 р Асоціація AASHTO випустила перші технічні умови на їх проектування.

За ініціативою Г.Д. Попова (НДППроектстальконструкція) [107] з 1944 р. почали застосовуватися сталезалізобетонні конструкції з жорсткими упорами і полегшеним верхнім поясом, в тому числі великопрольотні сегментні сталезалізобетонні покрівлі. У 1946 році Проектстальконструкцією були випущені перші типові проекти об'єднаних прогонових будов із зварними балками з вуглецевої сталі, клепанними монтажними з'єднаннями і монолітною залізобетонною плитою для прольотів 21, 32,4 і 42,5 м та габариту Г7, прикладом яких є конструкція Новопланівського моста в м. Кам'янець-Подільському (рис.1.2).

Застосування залізничних сталезалізобетонних мостів почалося на теренах України після II Світової війни з 1949 р., коли 18 «трофейних» клепанних прольотних будов було змонтовано на Львівській залізній дорозі у Карпатах.

В галузі трубобетонних конструкцій відомі наукові праці В.Б.Васюти [25], О.П. Воскобійник [32], А.І.Кікіна [83], Ю.А.Клімова [88], Р.С. Санжаровського [114], О.В.Семка [116], О.В.Сердюка [119], В.А.Труля [133], Е.Д.Чихладзе [138] та інш.

Головна ідея сталезалізобетонних конструкцій полягала у вигідному використанні роботи бетону на стиск; відповідно перші сталезалізобетонні пролітні будови були тільки балочно-розрізними. Проте вже на межі 40-50-х років ХХ століття почали застосовуватися нерозрізні, шарнірно-консольні і комбіновані сталезалізобетонні прольотні будови, в яких частина залізобетонної плити була розтягнутою.

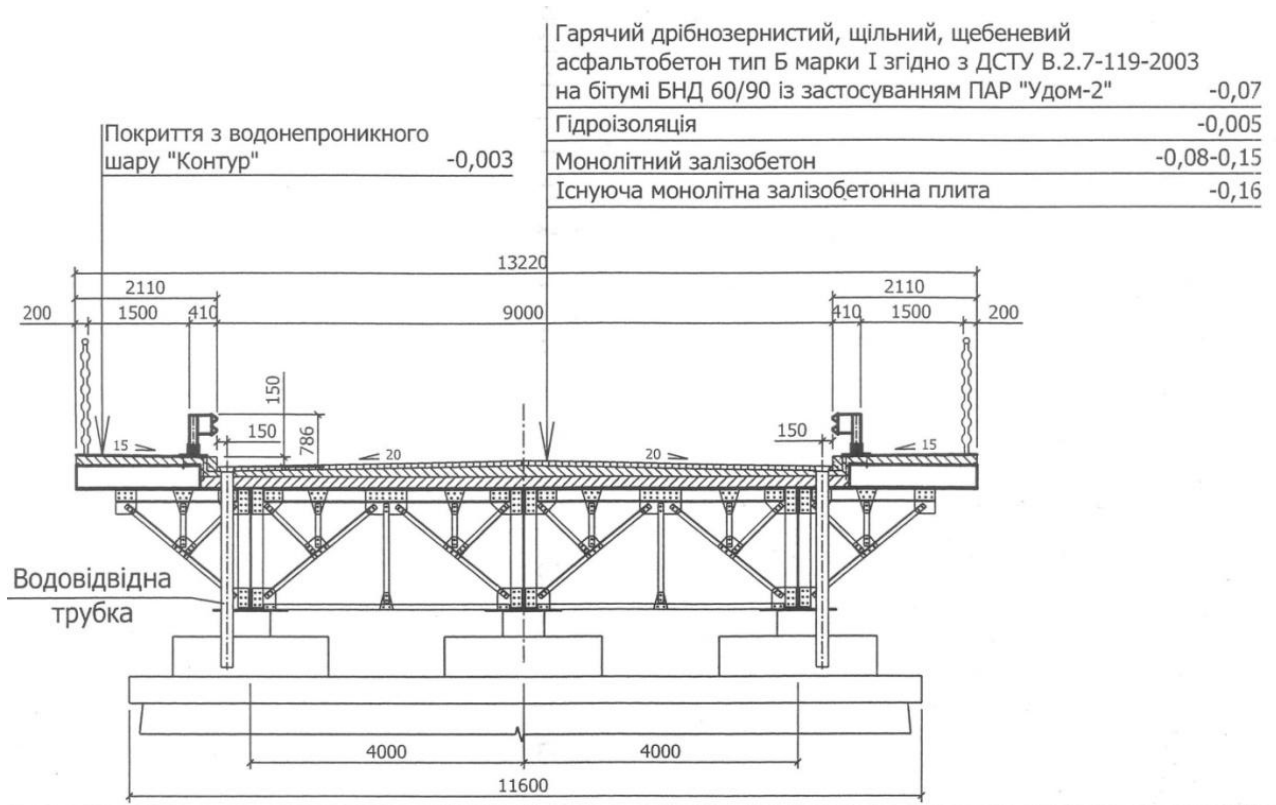


Рис.1.2. Поперечний профіль Новопланівського моста в м. Кам'янець-Подільському за проектом реконструкції 2005 р.

В наукових і технічних публікаціях останніх років відзначається, що головними причинами для вибору сталезалізобетонних конструкцій є:

- 1) конкурентоздатна вартість, особливо для країн з дорогою робочою силою, зважаючи на мінімальні терміни будівництва і найбільш раціонального використання матеріалів при значних прольотах;
- 2) велика вантажопідйомність і довговічність в порівнянні з конструкціями з попередньо напруженого залізобетону;
- 3) прекрасні естетичні можливості;

4) найкраще сприйняття температурних коливань.

Особливістю сталезалізобетонних конструкцій є стадійність їхньої роботи [21]: спочатку монтують сталеву конструкцію, згодом бетонують чи монтують залізобетонні частини комплексної конструкції. При розрахунку на початковій стадії роботи сталева частина сприймає навантаження власної ваги, маси залізобетону та атмосферних впливів і дії навантажень під час монтажу. На другій стадії роботи після твердіння монолітного бетону чи замонолічування швів і анкерів отримують цілісну сталезалізобетонну конструкцію, яка сприймає все навантаження.

З розвитком сталезалізобетону в другій половині ХХ століття широкого застосування в будівництві зайняло зовнішнє листове армування, в тому числі з використанням профільованого настилу. Розробці теорії розрахунку і експериментальним дослідженням конструкцій з листовим армуванням та профільованим настилем присвячені роботи В.М. Барабаша [87], В.В. Биби [17], З.Я.Бліхарського [20], Т.В.Бобала [21], С.П.Бурчені [23], Р.В.Воронкова [31], А.І.Гавриляка [33], Демчини Б.Г. [58], І.М.Добрянського [59], В.І.Козаря [89], Ф.Є.Клименка [85, 866], А.П. Крамарчука [91], Л.І.Стороженка [127, 128] та інш.

1.2 Анкерування сталезалізобетонних конструкцій

В 1832 році англійський інженер М. Брюннель почав досліджувати сили зчеплення між металом і цементним розчином. Починаючи з 1885 року було розпочато перші дослідження з вивчення основних принципів сумісної роботи бетону з металом під навантаженням та вивчення сил зчеплення між цими конструктивними матеріалами [118]. Сьогодні відомо, що міцність і надійність сталезалізобетонних конструкцій залежить не тільки від властивостей основних матеріалів (бетону, арматури, сталі прокату), але й від елементів, що з'єднують сталеву та залізобетонну частини в єдиний переріз. Застосування з'єднувальних анкерів, гнучких і жорстких упорів недостатньої міцності та малої жорсткості не дозволяло сприйняти зсувні зусилля, які виникають на грані металевого прокату та залізобетонної плити. Такий факт зумовлює взаємне проковзування сталевих та залізобетонних частин перерізу, що призводило до зменшення несучої здатності та збільшення прогинів згинаної

конструкції. При проектуванні сталезалізобетонних конструкцій особливу увагу звертають на забезпечення надійного та міцного взаємозв'язку частин перерізу, для чого використовують спеціальні елементи найрізноманітніших конструктивних рішень: жорсткі та гнучкі упори, анкери та високоміцні болти.

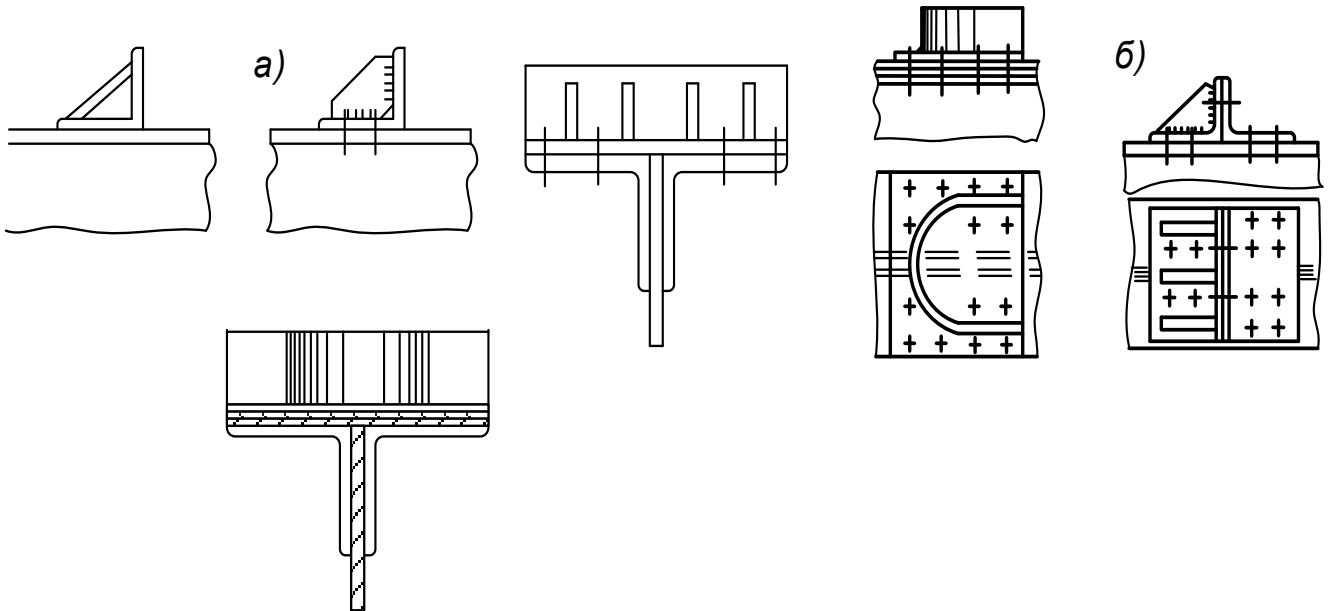


Рис.1.3. Жорсткі упори.

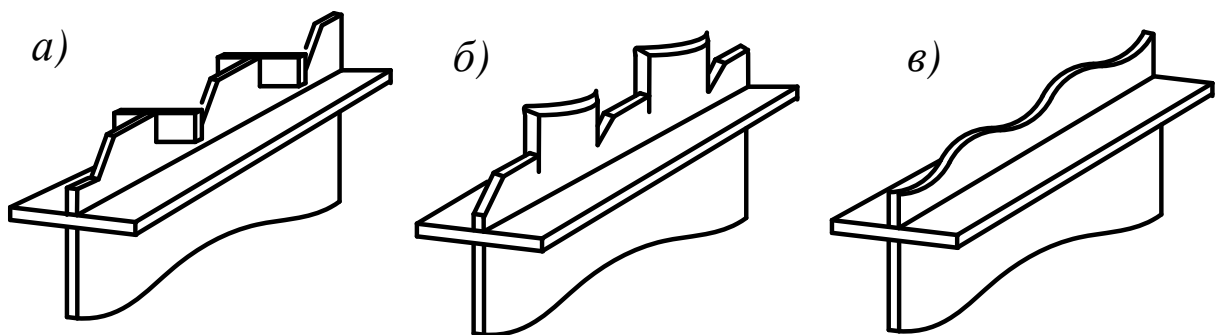


Рис.1.4. Жорсткі упори с безперервними об'єднувальними елементами

Жорсткі упори з'явилися в Україні раніше, ніж в інших країнах, і отримали найбільш широке поширення. До організацій, які внесли найбільшу частину в розробку таких з'єднань і які найбільш широко їх застосовували можна віднести: НДІПроектстальконструкція, Київська філія Союздорпроект, а також наукові праці М.Г. Карновського [79], Л.В. Салійчук [113], О.В. Семка, Л.І.Сердюка [118] інш. Відповідно до розробок цих організацій жорсткі упори можна розділити на точкові і безперервні об'єднувальні елементи.

До точкових елементів відносять: кутникові, зварні дугоподібні, циліндричні, зварні, комбіновані упори та упори з металопрокату.

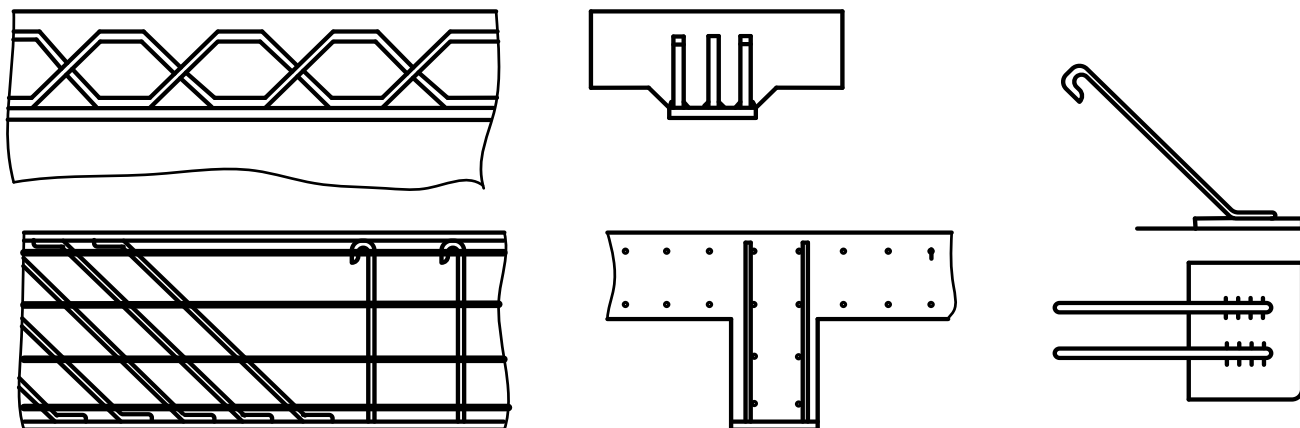


Рис.1.5. Окремі деталі, які приварюються за допомогою ручного зварювання

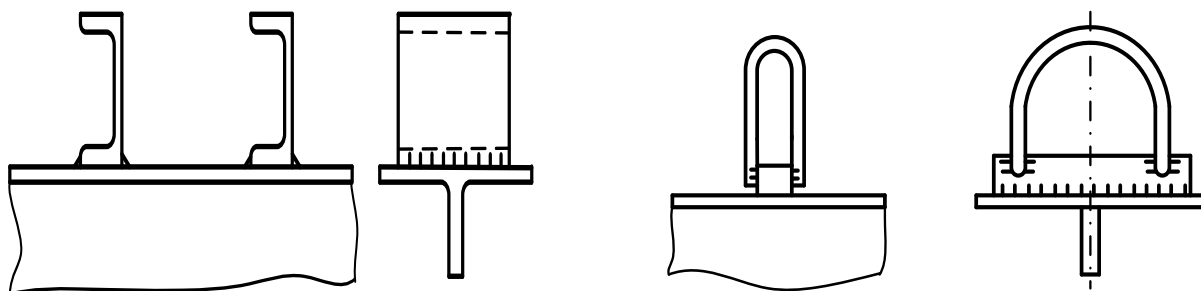


Рис.1.6. Гнучкі упори із швелера. Рис.1.7. Вертикальні петлеві анкери на брускових упорах

З'єднання за допомогою гнучких упорів визначається високою міцністю бетону і деформативно-міцнісними показниками самого упору на вигин. Більш ефективнішими є гнучкі анкери із застосуванням арматурних стержнів при розташуванні під кутом 45° (рис. 1.5) до напрямку зсувної сили, так як вони працюють практично на осьовий розтяг. В конструкціях із зовнішнім армуванням в основному застосовуються вертикально розташовані анкерні стержні, які приварюються до листової, смугової арматури.

Для кращого обтискання шва між залізобетоном і сталлю використовують високоміцні болти. Високоміцні болти або шпильки застосовують при фрикційному і клеєно-болтовому з'єднанні сталі й залізобетону, при цьому зменшуються локальні неточності та концентрація зсувних зусиль і напружень.

1.3 Комбіновані конструкції шпренгельного типу

Застосування комбінованих систем шпренгельного типу в будівництві почалося ще в ХІХ столітті, коли заздалегідь напружені зтяжки використовувалися для посилення балок. Слід зауважити, що використання конструкцій такого типу приймалось без розрахунку, тобто було конструктивним.

За тривалий час застосування в будівництві комбінованих конструкцій не виробилось чіткого розуміння самої термінології «комбіновані конструкції», в яку багато авторів вкладають різний зміст. Зокрема, в науковій праці Горєва В.В. [96] комбінованими називаються конструкції, в структуру яких входять елементи, що виконані з різних матеріалів. В роботах Забродіна М.П. [79] комбінованими вважаються системи, що складаються з жорстких (балки жорсткості) і гнучких елементів (нижні підвіски). Балки жорсткості в деяких випадках могли виконуватися з інших матеріалів та працювали на стиск зі згином. Стержні нижньої підвіски сприймають розпір від гнучких елементів і стійок або підвісів - елементів, які зв'язували балки жорсткості з гнучкими елементами - зтяжками. Гнучкі елементи виконані або у вигляді зтяжок ламаного контуру, які утворюють із стійками шпренгельну систему, або у вигляді прямолінійних вант, які є пружно - податливими опорами для жорстких стержнів.

Як засвідчує практика застосування й дослідження комбінованих шпренгельних конструкцій, найбільш металоємкісним елементом в системах шпренгельного типу є балка жорсткості. Тому зменшення маси жорсткого елемента – найбільш ефективний спосіб зниження металоємності комбінованої системи в цілому. У зв'язку з цим великий інтерес представляє використання в якості балок жорсткості комбінованих систем різного типу елементів (перфорованих двотаврів, зварних двотаврів з хвилястою стінкою і т. інш.), які дають змогу без додаткової витрати металу значно збільшити згинальну жорсткість і міцність балки жорсткості.

Разом з тим історія розвитку комбінованих шпренгельних систем дає змогу стверджувати, що попереднє напруження є ефективним засобом, який позитивно впливає на їх роботу. В зв'язку з цим зрозуміла велика увага фахівців, яку вони

приділяють дослідженням попереднього напруження, зокрема Б.Г.Гнідець [41], В.В.Михайлов [97], О.Л.Шагін [99] та інш.

У розробку конструктивної форми, дослідження і впровадження комбінованих систем шпренгельного типу і способів їх попереднього напруження великий внесок вклали Є.І.Беленя [12], Г.Л.Ватуля [26], В.М.Вахуркін [27], А.А.Воєводін [30], Ю.В.Гайдаров [34], М.В.Гоголь [43], Є.О. Гриневич [49], М.П.Забродін [71], А.В. Мазурак [95], В.В. Михайлов [97], В.О.Пермяков [104, 105] та інш. Із закордонних дослідників слід зазначити Р.Аliawdin [148], S.Chen [153], Т.Нyuatt [159] та інш.

Застосування комбінованих металевих конструкцій шпренгельного типу в різних областях техніки переконливо показує їх переваги по порівнянню з іншими конструктивними формами, зокрема, зменшеним розходом сталі, який обумовлений раціональним контуром затяжок, виконаних з високоміцних сталей, ефективними профілями, вживаними в якості балок.

1.4 Попереднє напруження комбінованих шпренгельних конструкцій

Напружені балки мають підвищену жорсткість, що дає змогу суттєво зменшити їхню висоту і відповідно об'єм будівлі. Попереднє напруження є одним з ефективних способів зниження деформативності та матеріаломісткості балок жорсткості шпренгельної конструкції. Економія металу становить 10...20 %, вартість знижується на 5...12 %.

У світовій практиці будівництва вже ХХ століття був ряд прикладів конструктивного застосування попереднього напруження [12, 34]. Серед перших публікацій по дослідженнях попереднього напруження можна назвати наукові праці Вахуркіна В.М. [27], Гайдарова Ю.В. [34], Р. Бухвальтера (США) [152], Ф.Дишингера (ФРН) [156] та інш. Завдяки економії витрат металопродукату та простоті виготовлення попередньо напружені комбіновані шпренгельні конструкції активно використовуються закордонними інженерами. В Чеській Республіці, наприклад, розроблені попередньо напружені висячі та купольні конструкції, попередньо напружені стріли кранів [135]. У ФРН заздалегідь напружені конструкції використовувалися як підкранові балки, мостові крани, при цьому

відзначалося підвищення несучої здатності, що коливалася в межах 30...50%. Є багато прикладів застосування таких конструкцій в США, Японії, Китаї та інших країнах [146] – [170].

Беленя Є.І. в 60-х роках минулого століття в своїх роботах узагальнив результати досліджень методів розрахунку і розробки попередньо напружених конструкцій [12].

В роботах Стрелецького М.М. [131] зазначено, що економія сталі в результаті попереднього напруження і регулювання забезпечується в сталезалізобетонних прольотних конструкціях трьома способами:

1. вигідним розподілом зусиль (згинаючих моментів, осьових сил, поперечних сил, крутних моментів) між перерізами і елементами статично невизначених конструкцій за рахунок штучного створення взаємно зрівноважувальної в конструкції системи зусиль, протилежних до зусиль від зовнішніх навантажень;

2. вигідним розподілом зусиль і напружень всередині поперечних перерізів сталезалізобетонних елементів за рахунок штучного створення взаємно зрівноважувальних в межах кожного поперечного перерізу епюр напружень, в основному обтискаючих залізобетонну плиту і розвантажуючих сталеву частину перерізу;

3. ефективним використанням високоміцних матеріалів – високоміцної арматури, яка для повного свого застосування повинна бути попередньо напружена з обтиском основних конструкцій, або високоміцного бетону, який для повної роботи в експлуатації повинен бути попередньо обтиснутий з розтягом сталеві частини.

Основна мета попереднього напруження полягає в тому, що в конструкції заздалегідь створюється напружено-деформований стан, який зворотній по знаку до того, що матиме місце під час експлуатації конструкції. Тому при прикладанні навантаження спочатку долаються зусилля, які були створені в процесі попереднього напруження, і лише після цього при подальшому навантаженні (при

експлуатації) виникають зворотні за знаком зусилля, в процесі росту яких настає один з видів граничного стану конструкції.

Під внутрішнім попереднім напруженням або регулюванням розуміють штучне створення вигідної (необхідної) зрівноважуючої всередині конструкції системи зусиль без зміни опорних реакцій на час експлуатації. Зовнішнє попереднє напруження і регулювання передбачає штучне створення вигідної системи зусиль із зміною опорних реакцій конструкції на час експлуатації.

З розвитком конструктивних форм сталезалізобетонних конструкцій і технологій їх будівництва виникали і удосконалювалися методи попереднього напруження та регулювання зусиль.

Попереднє напруження і регулювання сталезалізобетонних конструкцій здійснювали з метою забезпечення тріщиностійкості залізобетону, зменшення деформативності елемента та отримання економії сталі.

У сталезалізобетонних конструкціях, що поєднують специфіку сталевих і залізобетонних конструкцій, попереднє напруження і регулювання застосовують менше, ніж у залізобетонних, але більше, ніж в сталевих конструкціях. Ефективному застосуванню попереднього напруження і регулювання в сталезалізобетонних конструкціях сприяють особливості їх зведення, які призводять до появи двох або більше стадій роботи поперечних перерізів сталезалізобетонних елементів.

В попередньо напружених сталезалізобетонних конструкціях економія сталі забезпечується за рахунок:

- розподілу зусиль між перерізами й елементами статично невизначених конструкцій за рахунок штучного регулювання;
- штучного створення взаємно врівноважених в межах кожного поперечного перерізу елементів комбінованої конструкції епюр напружень, які в основному обтискають залізобетонну плиту і розвантажують сталеву частину конструкції;
- ефективного використання високоміцних матеріалів - високоміцної арматури.

Дослідження зігнутих елементів, які підсилені в розтягнутій зоні розглядаються в роботах вітчизняних вчених: В.В. Асанова [4], А.Я. Барашикова

[10], М.Ю. Избаша [78], Ю.І. Лозового [94], Ю.О. Кушнір [92], О.Л. Шагіна [139] – [141] та інших. В роботах різних авторів наведена ефективність використання сталезалізобетонних і сталебетонних конструкцій (рис.1.8), показані різноманітні методи посилення даного виду конструкцій, введенням в нижню зону додаткової



Рис.1.8. Класифікація видів попереднього напруження і регулювання [91]

арматури, використанням шпренгельних конструкцій. При цьому посилення таких конструкцій може виконуватися без припинення технологічного процесу, що є дуже важливим для промислових галузей виробництва.

Найбільшого поширення знайшло попереднє напруження залізобетонних конструкцій. Відомо, що міцність бетону на розтяг R_{bt} на порядок менше міцності бетону на стиск. Тому вже при порівняно невеликих навантаженнях в залізобетонних згинальних і розтягнутих елементах виникають тріщини, що значно знижують жорсткість зазначених конструкцій і не дозволяють застосовувати високоміцні арматурні сталі, вельми чутливі до корозійних впливів. Попереднє напруження дозволяє в кілька разів підвищити величину навантаження, при якій утворюються тріщини в бетоні. Зазначене відкриває можливість використання сталей підвищеної і високої міцності, тобто зниження металоємності. Завдяки збільшенню жорсткості згинальних попередньо напружених елементів стає можливим з їх допомогою перекивати прольоти збільшеної довжини.

Попереднє напруження дозволяє застосовувати бетони підвищеної міцності і відповідно зменшувати власну масу конструкцій.

У створення та розвиток попередньо напруженого залізобетону великий внесок внесли Бабич Є.М. [5], Бамбура А.М. [7, 8], Богданов О.М. [22], Гітман Е.М. [38], Гнідець Б.Г. [41], Гриневич Є.О. [49], Дорофєєв В.С. [60], Клімов Ю.А. [88], Пельмутер А.В. [103], Пічугін С.В. [106] та інші.

Підвищуючи тріщиностійкість та зменшуючи прогини, попереднє напруження практично не впливає на міцність залізобетонних конструкцій за нормальними перерізами, хоча певною мірою збільшує міцність за похилими перерізами.

Методика розрахунку попередньо напружених залізобетонних конструкцій включена в діючі норми [47, 48, 56, 61 – 68, 107 - 109]. Так як обтиск не впливає на міцність за нормальними перерізами, підбір робочої поздовжньої арматури відбувається за тією ж методикою, що і конструкцій без попереднього напруження.

Одним з найбільш простих методів попереднього напруження металевих балок є введення зтяжок. Цій проблемі присвячені ряд робіт, зокрема, Ю.Г.Аметова [2], В.В. Асанова [4], Є.О.Гриневича [49], М.Ю. Ізбаша [78],

Ю.О.Кушнір [92], В.Ф. Пенца [101] – [102], О.Л.Шагіна [139, 140] та інш. Високоміцні зтяжки встановлюють у зонах, де діють найбільші напруження. При натязі зтяжки на балку діє згинальний момент, який зумовлює у перерізах балки нормальні напруження, протилежні напруженням від зовнішнього навантаження. Таким чином досягають не лише розвантаження балки, а й зменшення нормальних напружень у її перерізах. Балка має зайвий зв'язок (зтяжку) і тому є статично невизначеною. Одним з найпростіших способів розв'язку такої статично невизначеної конструкції є метод сил, в якому, розраховуючи балку, за невідоме приймають зусилля у зтяжці. При обчисленні прогинів враховують вигин балки від попереднього натягу зтяжки.

У багатопролітних нерозрізних балках, враховуючи, що поблизу опор діють також значні згинальні моменти, зтяжки встановлюють не тільки у прольотах, але й над опорами відповідно до характеру епюри згинальних моментів.

Сьогодні відомі найбільш поширені методи контролю зусиль попереднього натягу арматури та зтяжок за допомогою динамометра, манометра, вимірювання видовження, поперечні відтяжки та інш. Динамометр застосовують при механічних способах натягу, в тому числі при безперервному армуванні. Метод заснований на знятті показів деформації зтяжки, пов'язаної з силою натягу арматури. Вимірювання сили натягу використовують при одиночному і груповому натягу всіх видів арматури: стержневої, дротяної і канатної.

Контроль сили натягу арматури з вимірювання її видовження є одним з найбільш простих методів. Видовження арматури в процесі її натягу заміряють за допомогою спеціального приладу. Цей метод можна використовувати при багатьох способах натягу арматури, але найчастіше його застосовують при механічному натязі арматури домкратами.

Механічне натягування арматури рекомендується виконувати за два етапи. Спочатку передається зусилля, що становить 45 – 50% від проектного значення. При такому натягу перевіряється правильність розташування та закріплення стержнів і анкерних пристроїв. Потім натяг арматури доводять до зусилля, що перевищує проектне на 10%, робиться витримка напруги протягом 3-10 хвилин,

після чого зусилля в арматурі знижують до проектного.

Зазначене формування зусиль може здійснюватися різними шляхами. Досить раціонально все постійне навантаження або його частину прикласти до статично визначеної системи, яка потім перетворюється в статично невизначену. Наприклад, в нерозрізних балках змінного перерізу з максимальною висотою на опорах.

Попереднє напруження нерозрізних сталезалізобетонних конструкцій може бути здійснено обтиском сталевими канатами, високоміцною арматурою.

Застосовується попереднє напруження шляхом штучного вигину конструкції, щоб під впливом постійного і частини тимчасового навантаження конструкція приймала початкове положення.

Відомий спосіб, відповідно до якого проводиться вигин сталевих конструкцій піддомкращуванням, привантаженням баластом консолей. Після влаштування залізобетонної плити зазначених впливів позбавляються. Металева конструкція, прагнучи повернутися в первісне положення, обтискає бетон майбутньої розтягнутої зони.

В процесі досліджень різними авторами пропонувалися різні класифікації прийомів попереднього напруження і конструктивних форм [19, 135]. Незважаючи на широку різноманітність конструктивних форм комбінованих систем, на сьогодні застосовується всього декілька способів їх попереднього напруження. Опрацювавши попередньо зазначені особливості, методи попереднього напруження в конструкціях можна класифікувати за наступними ознаками:

1. За метою: створення в елементах конструкції початкових напружень, що зменшують напруження від експлуатаційних навантажень; забезпечення працездатності гнучких елементів системи на стискаючі зусилля; зменшення переміщень конструкції від експлуатаційних навантажень; підвищення витривалості елементів конструкції; підвищення міцності системи при розрахунках по межі текучості за рахунок ефекту збільшення перерізу; включення в роботу додаткових елементів при посиленні існуючих конструкцій під навантаженням.

2. За способом попереднього напруження: затягуванням окремих елементів для створення початкового напруження: в окремих стержнях та конструкції в цілому; пружними деформаціями елементів конструкції.

3. За видом обладнання, що створюють зусилля попереднього напруження: із застосуванням стаціонарного обладнання (стяжних муфт, гвинтових анкерів і тому подібне); з використанням обладнання багаторазового застосування (домкратів, стяжних хомутів, стаціонарних стендів, вантажів і т. інш.); трансформацією схеми роботи конструкції або її елементів в процесі складання або монтажу з метою створення необхідного початкового напруження відповідного характеру (зміною умов строповки, тимчасовим привантаженням); електротермічним способом.

4. За місцем створення: повністю на заводі-виготівнику; частково на заводі, а частково на складальному майданчику; повністю на складальному майданчику; частково на складальному майданчику, частково при монтажі в проектне положення; повністю при монтажі в проектне положення.

5. За кількістю етапів: одноетапне (одноступінчате); багатоетапне.

Одним з багатообіцяючих шляхів розвитку систем з штучним регулюванням зусиль являється комбінування в одній конструктивній формі різних способів попереднього напруження [131], [135].

Робота є одним з напрямків науково-дослідних робіт Національного університету “Львівська політехніка”, які проводились на інженерно-будівельному факультеті з 1950 по 1976 роки. Початком досліджень була галузева науково-технічна програма СРСР на 1986-1990 рр. “Розробити і впровадити прогресивні способи будівельного забезпечення реконструкції і технічного переозброєння промислових підприємств, зменшуючи терміни вводу потужностей, вартості будівельно-монтажних робіт за рахунок максимального використання конструкцій експлуатованих будинків і споруд”, що є особливо актуальним в даний. За часів незалежності України робота виконувалася відповідно до: “Основних напрямків соціальної політики на 1997-2000 роки”, згідно Указу Президента України від 18.10.1977, № 1166; Наказу Держбуду України “Комплекс коротко і довготривалих

заходів, спрямованих на збільшення обсягів виробництва конкурентоздатної продукції, проведення структурних перетворень у будівельному і житловому комплексі, створення нових робочих місць, підвищення прибуткової державної діяльності, забезпечення своєчасного проведення розрахунків з бюджетом і виплати заробітної плати” від 28.12.1999, № 313; Наказу Держбуду “Про першочергові заходи щодо реалізації Послання Президента України Верховній Раді України “Україна: вступ у XXI сторіччя. Стратегія економічного і соціального розвитку на 2000-2004 роки” від 1.3.2000, № 39.

Проведені експериментальні дослідження по вивченню роботи сталезалізобетонних попередньо напружених комбінованих шпренгельних конструкцій [26], [28], [29], [92], а також подальший теоретичний аналіз цих досліджень переконливо підтвердили їх найбільшу ефективність як за експлуатаційними, так і за техніко-економічними показниками.

Одночасно з експериментально-конструкторськими роботами [72, 73] проводилась розробка теоретичних обґрунтувань [74]- [77], в результаті яких було розроблено новий підхід до розрахунку сталезалізобетонних попередньо напружених комбінованих шпренгельних конструкцій і якісної оцінки роботи елементів конструкцій з врахуванням різного роду фізичних і механічних факторів, які в певній мірі впливають на перерозподіл зусиль.

1.5 Аналіз підходів до проектування та методів розрахунку просторових комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій

Сучасні норми проектування [46, 48, 52 – 57, 62 - 68, 107 – 112, 119 – 126] сталезалізобетонних конструкцій, складовими яких є залізобетонні та металеві елементи, а також наукові дослідження Є.М. Бабича [5], А.М.Бамбуки [7], Г. Е. Бельського [9,15], Г.І. Белого [13], Б.І.Беляєва [14], М.В.Гоголя [43], В.С.Дорофєєва [60], В.І. Єфіменка [70], В.М. Кебенка [82], Я.М. Ліхтарнікова [93], В.В. Романюка [113], Г. Шпете [144], Ю.Б. Шулькіна [145] пропонують при різних

схемах навантаження [10, 51, 84] визначати міцнісні та деформативні параметри в припущенні пружних деформацій сталі за недеформованою схемою.

Дослідження комбінованих сталезалізобетонних шпренгельних конструкцій проводяться в напрямку розвитку методик розрахунку, а експериментальні дослідження проводять з метою перевірки теоретичних положень і виявленню дійсних параметрів міцності й деформативності.

З появою в будівництві статично невизначених конструкцій європейськими інженерами Максвеллом, Мором, Клайпероном, Кастільяно і багатьма іншими вченими в другій половині XIX століття для розрахунку нових конструкторських рішень були отримані системи рівнянь (трьох моментів, п'яти моментів і т.інш.), однак можливості розв'язку цих рівнянь були обмеженими.

Розвиток матричних методів розрахунку будівельних конструкцій спричинив появу епохи розвитку методів вирішення завдань із застосуванням електронно-обчислювальних машин (ЕОМ), в тому числі методів оптимізації розрахунку. Цим проблемам присвячені роботи В.В. Бірюльова [18], А.В. Геммерлінга [36], Г.А. Генієва [37], О.В. Гнітько [42], Я.М. Ліхтарнікова [93], І.Д. Пелешка [100], В.В. Трофимовича [132], В.Н. Шимановського [142] та інш.

З другої половини XX століття більш широкого застосування отримують дискретні моделі розрахунку, розвитку яких сприяли роботи Дж. Аргіріса [132], А.П. Філіна [132] та багатьох інших. Сьогодні найбільш популярним методом розрахунку споруд на ПК є метод скінченних елементів (МСЕ).

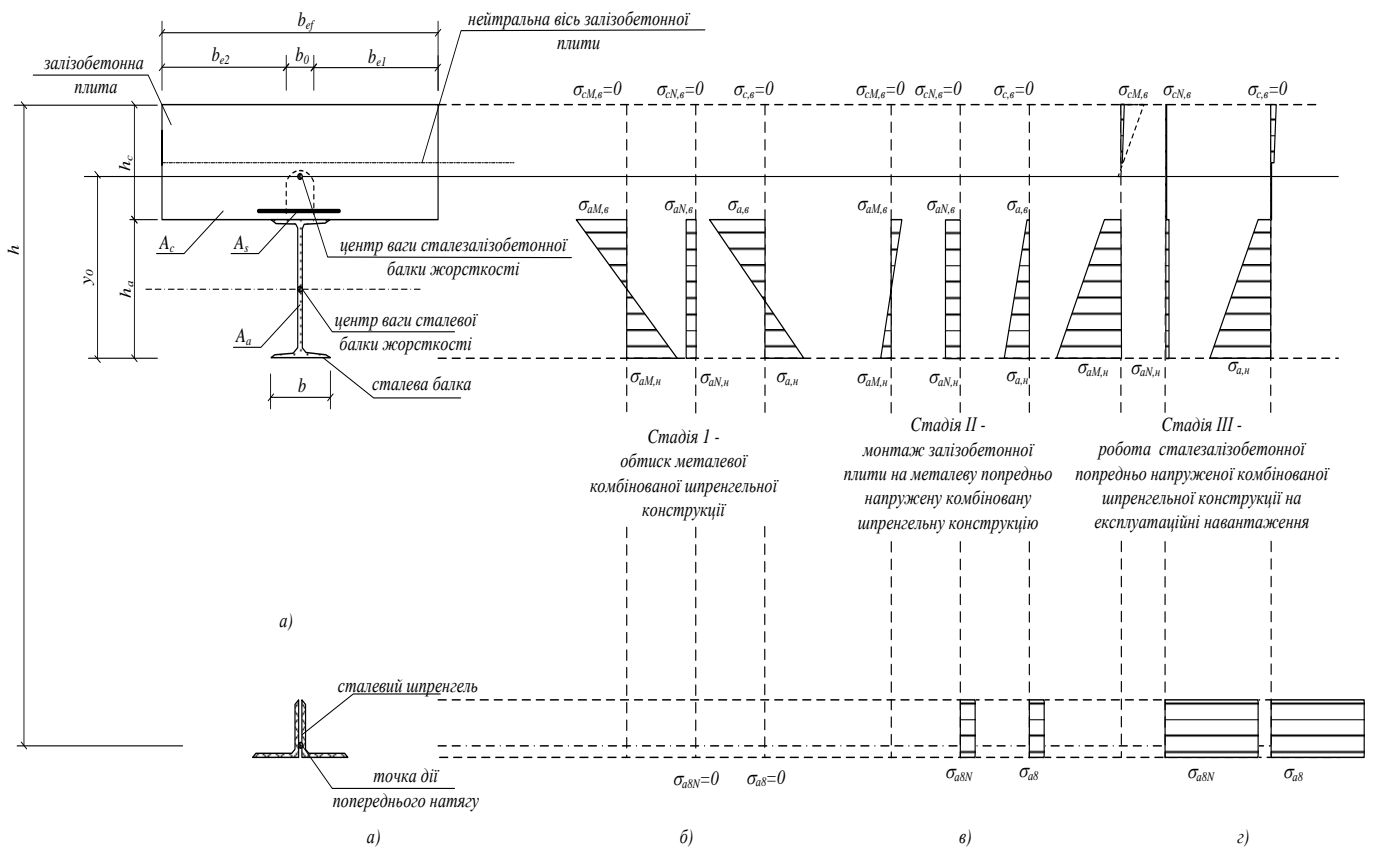
Слід зауважити, що в сучасній літературі з розрахунку будівельних конструкцій при описі використовуваних моделей і методик спостерігається помітний перекис у бік «рецептурних» рекомендаційних підходів на шкоду аналітичним. Практика проектування показує, що у частині програмних комплексів (Ліра, MOHOMAX, SCAD, NASTRAN та інш.), створюється ілюзія універсальності і «непогрішності» побудованих в них моделей.

З початку 60-х років XX століття в Україні під керівництвом А.С. Городецького були розроблені перші програми Експрес і Міраж для розрахунку конструкцій на БЕСМ, а також ЕОМ «М-20» і «Мінськ-22».

Програмний комплекс ПК Ліра-ЄС на мовах ПЛ-1 і Асемблер (1975 р.) в операційному середовищі ОС - багатофункціональний програмний комплекс, який призначений для проектування і розрахунку будівельних конструкцій. Основою розрахунків є метод скінченних елементів (МСЕ). За допомогою використання вкладених модулів можна виконувати підбір і перевірку перерізів сталевих і залізобетонних конструкцій та розраховувати просторові конструкції.

За допомогою програмного комплексу NASTRAN та інтегрованим з ним ПК FEMAP можна моделювати або оптимізувати конструкцію і т. ін.

Розглянуті вище програмні комплекси дають можливість більш реально змоделювати конструкції. При створенні моделі комбінованої сталезалізобетонної шпренгельної попередньо напруженої конструкції існує ряд проблем, які не дають можливості відобразити, зокрема, поетапну роботу конструкції (рис.1.9).



1.9. Епюри напружень при різних стадіях навантаження балки жорсткості: а) розрахункова схема сталезалізобетонного перерізу; б) епюра напружень у першій стадії; в) епюра напружень у другій стадії; г) епюра напружень у третій стадії.

Значний внесок в розвиток розрахунку комбінованих шпренгельних стержневих конструкцій в системах проектування вклали вчені НУ «Львівська політехніка» Ю.Ю.Вибранець [29], С.І.Віхоть [29], М.В.Гоголь [44, 45], І.Д.Пелешко [43] та інш., в роботах яких розглядалися впливи зміни геометричних параметрів конструкції, фізико-механічних властивостей окремих елементів, величини навантаження та умов кріплення на напружено-деформований стан конструкції.

Під керівництвом Кваші В.Г. в Національному університеті «Львівська політехніка» наприкінці ХХ століття була розроблена методика розрахунку просторових перехресно-ребрих залізобетонних систем на прикладі мостових споруд [80]. Розроблена методика, а також алгоритм і програми розрахунку передбачали заміну континуальних плитно-балочних систем дискретними фізичними моделями у вигляді перехресних стрижневих систем.

Початкові жорсткості стержнів, що прийняті в схемі (рис.3.1), відповідають жорсткостям перерізів реальних елементів.

1.6 Цілі і задачі роботи

На основі проведеного аналізу нормативної документації та наукових розробок вітчизняних і закордонних вчених, присвячених дослідженню комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій, можемо зробити наступні висновки:

- діючі нормативні документи [160] не розглядають таких конструкцій і не дають чіткого алгоритму просторового розрахунку комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій;
- розробки вітчизняних і закордонних вчених, присвячені дослідженню комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій, переважно присвячені розрахунку окремих конструкцій, а не конструкцій, як системи;
- в роботах вітчизняних і закордонних вчених доведено, що найбільш вдалим методом збільшення міцності і жорсткості елементів, що працюють на згин

зі стиском, є застосування комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій;

– існує необхідність розробки аналітично-оптимізаційних методів розрахунку комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій із врахуванням напружень в бетоні і арматурі з врахуванням етапів їх роботи;

– виявлено необхідність проведення експериментальних досліджень комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій з метою апробації новостворених методів розрахунку.

Враховуючи вище наведені висновки, були сформульовані наступні **задачі досліджень**:

– на основі існуючих способів та методик розрахунку сталезалізобетонних та комбінованих шпренгельних систем створити математичну модель розрахунку, алгоритм та програму визначення зусиль і вертикальних переміщень у просторових комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних системах з умовою оптимізації;

– теоретично дослідити міцність та деформативність комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій на дію симетричних та несиметричних навантажень;

– виконати випробування комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій та визначити залежність їх міцності та деформативності від запропонованого способу попереднього напруження системи;

– дослідити експериментальним шляхом тріщиностійкість комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій та зафіксувати характер руйнування дослідних моделей;

– на основі аналізу економічної ефективності, теоретичних та експериментальних досліджень, розробити рекомендації для розрахунку, проектування та застосування комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій;

- проаналізувати збіжність отриманих теоретичних рішень з результатами експериментів;
- результати досліджень впровадити у практику проектування і будівництва шляхом розробки практичних методів розрахунку вище відмічених комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій.

РОЗДІЛ 2. МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ КОМБІНОВАНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ ШПРЕНГЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

2.1 Математична модель комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій

Комбіновану сталезалізобетонну попередньо напружену шпренгельну конструкцію, яка зображена на рис.2.1, при розрахунку замінимо спрощеною дискретною фізичною моделлю у вигляді стержневої статично невизначеної системи, елементи якої представляють геометричні осі сталезалізобетонної балки, уявно розчленованої залізобетонної плити і підвіски. Жорсткість елементів у статичній схемі відповідає їх фактичним жорсткостям.

Методика розрахунку натурної комбінованої сталезалізобетонної попередньо напруженої шпренгельної конструкції наступна:

- 1) розрахунок оптимальних параметрів металеві статично невизначеної комбінованої шпренгельної конструкції (МШК);
- 2) розрахунок МШК як металеві конструкції з врахуванням регулювання зусиль в її елементах (балці жорсткості) за допомогою затяжки нижньої підвіски;
- 3) розрахунок МШК як сталезалізобетонної конструкції з врахуванням попереднього напруження в її елементах;
- 4) розрахунок комбінованої сталезалізобетонної попередньо напруженої шпренгельної конструкції на дію повного навантаження.

Розглянемо комбіновану сталезалізобетонну попередньо напружену шпренгельну конструкцію, що складається з $n=2$ поздовжніх металевих статично невизначених комбінованих конструкцій, які об'єднані в сумісну просторову роботу за допомогою монолітної залізобетонної плити (рис.2.2).

У порівнянні із залізобетонними конструкціями регулювання напруження в металевих шляхом створення попереднього напруження має ту перевагу, що в металевих відсутні втрати попереднього напруження, які мають місце в залізобетоні, де вони виникають в основному через повзучість бетону. Нечисленні

експериментальні дослідження попередньо напружених металевих конструкцій підтверджують, що повзучість сталі незначна і швидко затухає з часом.

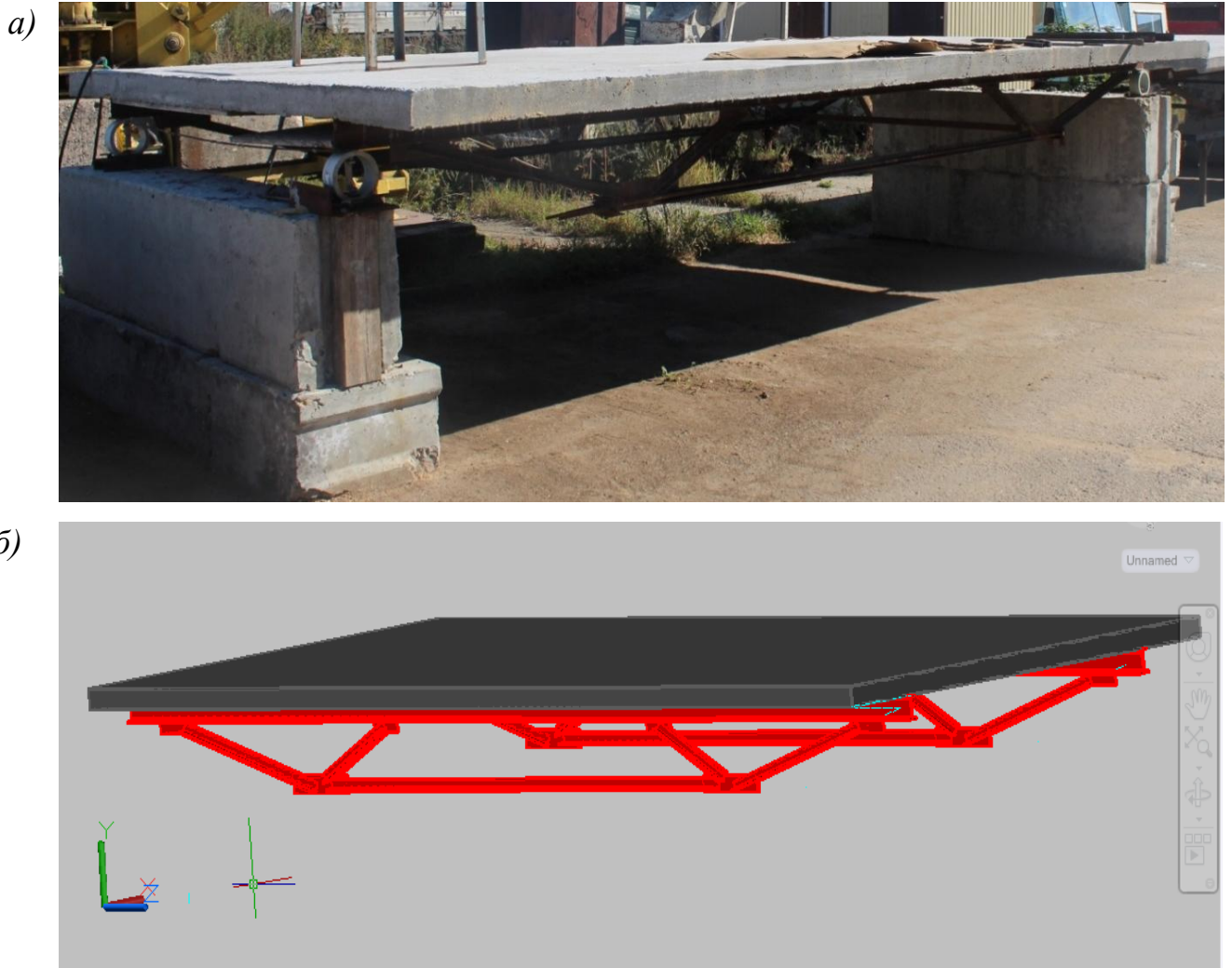


Рис.2.1. Просторова комбінована сталезалізобетонна попередньо напружена шпренгельна конструкція: а) – загальний вигляд експериментальної моделі; б) – графічна модель.

Найбільш ефективними в використанні є конструкції, в елементах яких досягнена умова рівно напруженого стану, при цьому напруження в кожному елементі, з одного боку, не перевищують допустимих, з іншого - різниця в напруженнях є незначною.

На початковій стадії створення натурної експериментальної моделі проведемо теоретичні дослідження з пошуку на основі розробленого математичного апарату в

наукових працях [29], [29], [44] оптимальної за витратами і трудоемністю виготовлення комбінованої металевої шпренгельної конструкції.

2.2 Постановка задачі

Розглянемо сталезалізобетонну конструкцію, що складається з двох ($n_1=2$) поздовжніх металевих статично невизначених комбінованих попередньо напружених шпренгельних конструкцій, які об'єднані в сумісну просторову роботу за допомогою монолітної залізобетонної плити розмірами $B \times A = 3 \times 6$ м (рис.2.2).

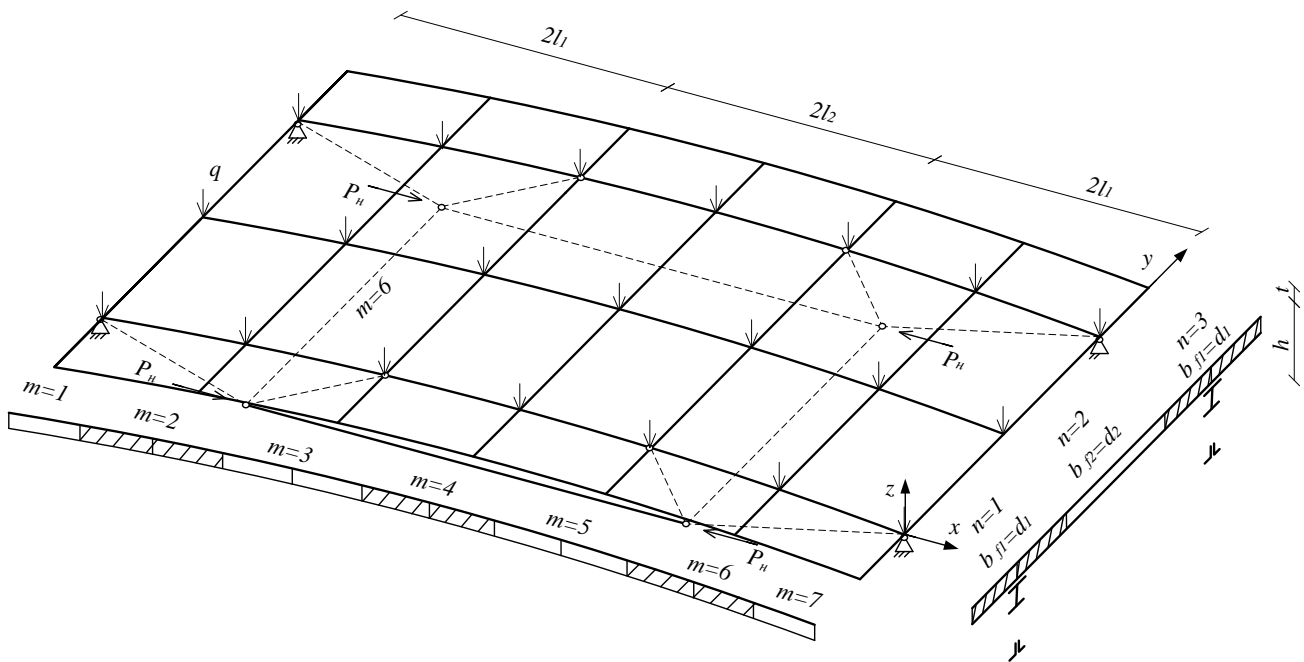


Рис.2.2. Дискретна фізична модель просторової комбінованої сталезалізобетонної попередньо напруженої шпренгельної конструкції

Враховуючи положення п. 8.4.1.1.3 «Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення» ДБН В.2.6-160:2010 [54] щодо визначення приведеної ширини бетонних полиць, прийmemo, що частина залізобетонної плити шириною $d_1 = b_{f1}$ над сталеву балкою жорсткості комбінованої металевої попередньо напруженої шпренгельної конструкції є її складовою. Решту частини плити шириною $d_2 = B - 2 * b_{f1} = b_{f2}$ відобразимо як балку або балки, які входять в склад просторової конструкції. Також уявно розділимо плиту в поперечному напрямку на окремі $m_1 = j$ ($j = 1, \dots, k$) частини відповідних розмірів.

Навантаження на плиту приймаємо вузловим, де $P_1 = q_1 \cdot l_1 \cdot d_1$,
 $P_2 = q_1 \cdot l_2 \cdot d_1$, $P_3 = q_1 \cdot l_1 \cdot d_2$, $P_4 = q_1 \cdot l_2 \cdot d_2$.

Таким чином отримуємо просторову перехресно-ребристу комбіновану сталезалізобетонну попередньо напружену шпренгельну конструкцію, яка складається: а) в поздовжньому напрямі OX з двох попередньо напружених сталезалізобетонних балок шириною верхньої полиці b_{f1} і попередньо напруженої залізобетонної балки шириною b_{f2} ; б) в поперечному напрямку OY з $m = 7$ залізобетонних балок.

2.2.1 Математична модель статично невизначеної комбінованої металевій шпренгельної конструкції (МШК).

Окремо взята комбінована металева шпренгельна конструкція, що складається з балки жорсткості і елементів ферми, завантажена рівномірно розподіленим навантаженням $q = q_1 \cdot d_1$ (рис.2.3) [28, 29].

У розрахунковій схемі від дії одиночного моменту $\overline{M_{nn}} = 1$, прикладеного в вузлі n балки, виникають пружні реакції $1/l_{n-1}$ і $1/l_n$, які передаються на суміжні вузли $n-1, \dots, n+1$ балки, від дії яких виникають поздовжні сили N_m в усіх елементи комбінованої конструкції (рис.2.4).

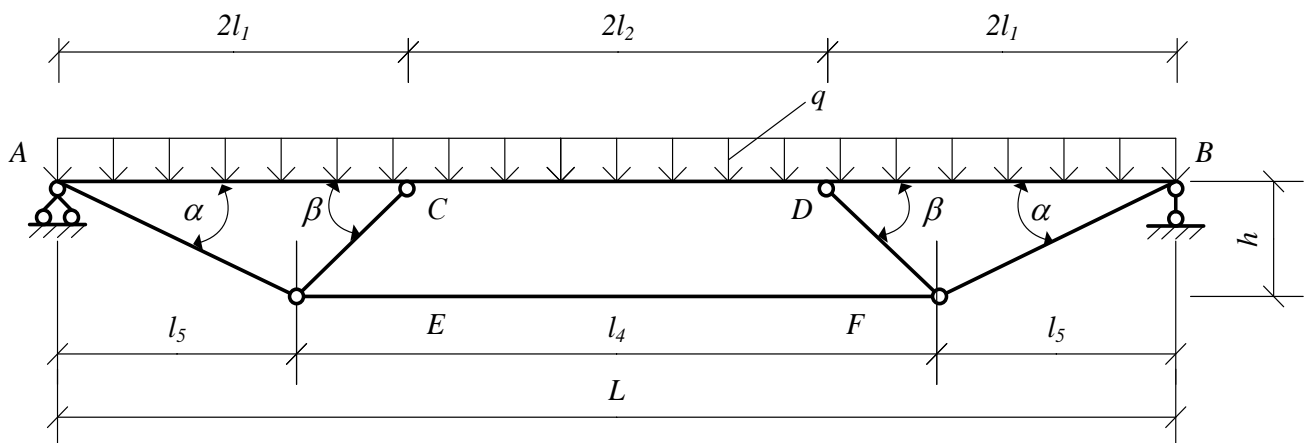


Рис.2.3. Дискретна фізична модель статично невизначеної комбінованої металевій шпренгельної конструкції [29].

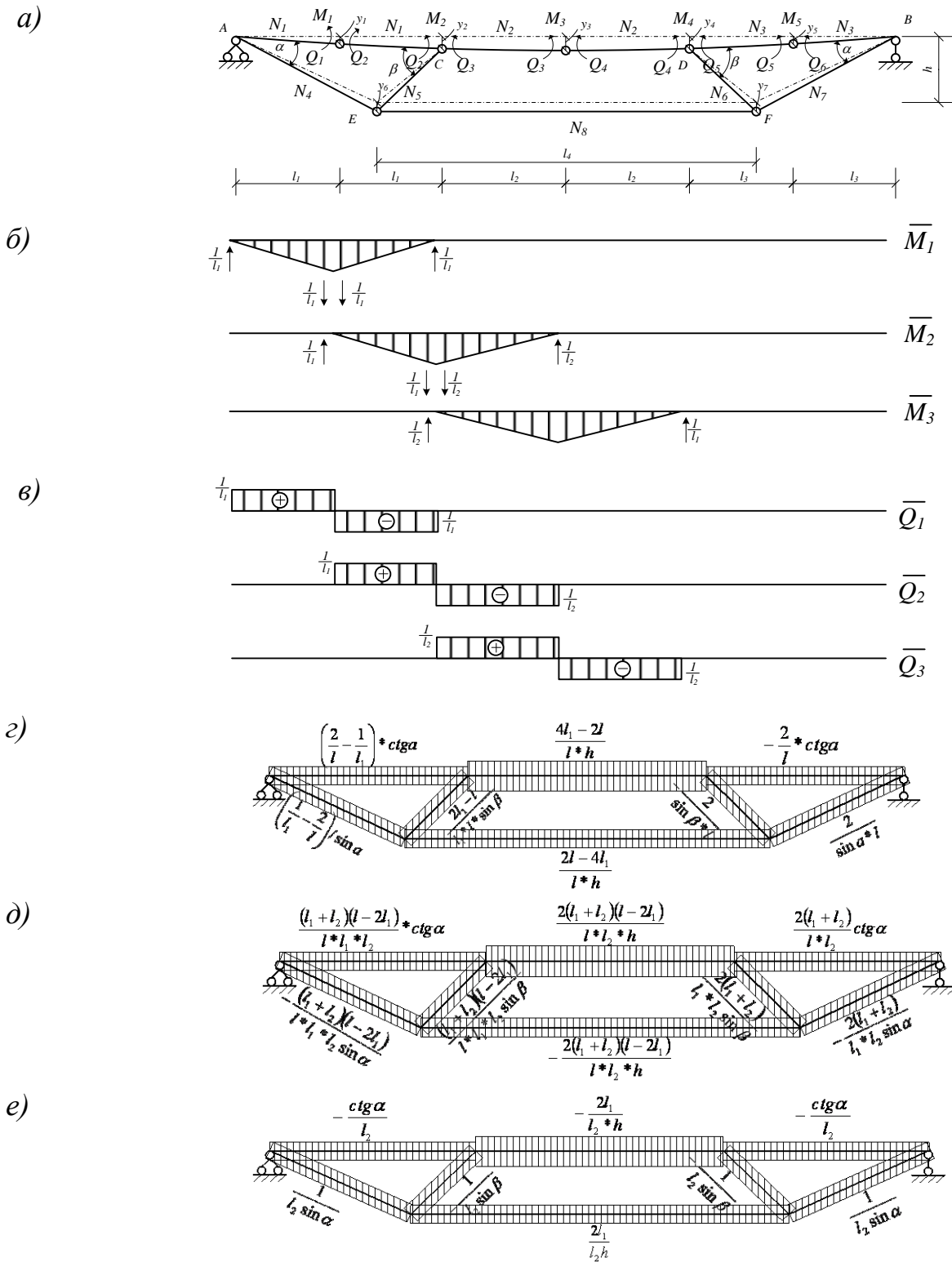


Рис.2.4. Розрахункова схема комбінованої металевої шпренгельної конструкції:
 а) - розрахункова схема; б) - одиничні епюри згинальних моментів; в) - одиничні епюри поперечних сил; г), д), е) - епюри поздовжніх сил від дії пружних реакцій, викликаних одиничним моментом $\bar{M}_{nn} = 1$ відповідно в вузлах $n=1, 2, 3$ [29]

Рівняння нерозривності деформацій – рівняння i -тих зусиль [29] - для них матимуть вигляд:

$$\begin{aligned}
 \Delta_{11}X_1 + \Delta_{12}X_2 + \Delta_{13}X_3 + \Delta_{14}X_4 + \Delta_{15}X_5 + \Delta_{16}X_6 + \Delta_{17}X_7 - \frac{2f_1}{l_1} + \frac{f_2}{l_2} &= 0 \\
 \Delta_{21}X_1 + \Delta_{22}X_2 + \Delta_{23}X_3 + \Delta_{24}X_4 + \Delta_{25}X_5 + \Delta_{26}X_6 + \Delta_{27}X_7 + \frac{f_1}{l_1} - \frac{f_2(l_1+l_2)}{l_1 * l_2} + \frac{f_3}{l_2} &= 0 \\
 \Delta_{31}X_1 + \Delta_{32}X_2 + \Delta_{33}X_3 + \Delta_{34}X_4 + \Delta_{35}X_5 + \Delta_{36}X_6 + \Delta_{37}X_7 + \frac{f_2}{l_2} - \frac{2f_3}{l_2} + \frac{f_4}{l_2} &= 0 \\
 \Delta_{41}X_1 + \Delta_{42}X_2 + \Delta_{43}X_3 + \Delta_{44}X_4 + \Delta_{45}X_5 + \Delta_{46}X_6 + \Delta_{47}X_7 + \frac{f_3}{l_2} - \frac{f_4(l_1+l_2)}{l_1 * l_2} + \frac{f_5}{l_1} &= 0 \\
 \Delta_{51}X_1 + \Delta_{52}X_2 + \Delta_{53}X_3 + \Delta_{54}X_4 + \Delta_{55}X_5 + \Delta_{56}X_6 + \Delta_{57}X_7 + \frac{f_4}{l_1} - \frac{2f_5}{l_1} &= 0
 \end{aligned} \tag{2.1}$$

$$\Delta_{61}X_1 + \Delta_{62}X_2 + \Delta_{63}X_3 + \Delta_{64}X_4 + \Delta_{65}X_5 + \Delta_{66}X_6 + \Delta_{67}X_7 + f_6 = 0$$

$$\Delta_{71}X_1 + \Delta_{72}X_2 + \Delta_{73}X_3 + \Delta_{74}X_4 + \Delta_{75}X_5 + \Delta_{76}X_6 + \Delta_{77}X_7 + f_7 = 0$$

де Δ_{ij} - коефіцієнти при невідомих рівнянь i -тих зусиль;

f_j - вертикальний прогин вузла j ($j=1, 7$).

Коефіцієнти при невідомих рівнянь i -тих зусиль (2.1), наприклад, запишуться у вигляді:

$$\begin{aligned}
 \Delta_{11} = \frac{2l_1}{3EI_1} - \mu * \frac{2}{l_1 6A_1} + \frac{2\bar{N}_{11}^2 * l_1}{6EA_1} + \frac{2\bar{N}_{12}^2 * l_2}{6EA_2} + \frac{2\bar{N}_{13}^2 * l_1}{6EA_3} + \frac{\bar{N}_{14}^2 * h}{6 \sin a EA_4} + \\
 + \frac{\bar{N}_{15}^2 * h}{6 \sin \beta EA_5} + \frac{\bar{N}_{16}^2 * h}{6 \sin \beta EA_6} + \frac{\bar{N}_{17}^2 * h}{6 \sin a EA_7} + \frac{\bar{N}_{18}^2 * (l - 2h * ctga)}{6EA_8}
 \end{aligned} \tag{2.2};$$

$$\begin{aligned}
 \Delta_{12} = \Delta_{21} = \frac{l_1}{6EI_1} - \mu * \frac{1}{l_1 6A_1} + \frac{2\bar{N}_{11} * \bar{N}_{21} * l_1}{6EA_1} + \frac{2\bar{N}_{12} * \bar{N}_{22} * l_2}{6EA_2} + \\
 + \frac{2\bar{N}_{13} * \bar{N}_{23} * l_1}{6EA_3} + \frac{\bar{N}_{14} * \bar{N}_{24} * h}{6 \sin a EA_4} + \frac{\bar{N}_{15} * \bar{N}_{25} * h}{6 \sin \beta EA_5} + \frac{\bar{N}_{16} * \bar{N}_{26} * h}{6 \sin \beta EA_6} + \\
 + \frac{\bar{N}_{17} * \bar{N}_{27} * h}{6 \sin a EA_7} + \frac{\bar{N}_{18} * \bar{N}_{28} * (l - 2h * ctga)}{6EA_8}
 \end{aligned} \tag{2.3};$$

$$\begin{aligned} \Delta_{55} = & \frac{2l_1}{3EI_1} + \mu * \left(\frac{2}{l_1 6A_1} \right) + \frac{2\overline{N}_{51}^2 * l_1}{6EA_1} + \frac{2\overline{N}_{52}^2 * l_2}{6EA_2} + \\ & + \frac{2\overline{N}_{53}^2 * l_1}{6EA_3} + \frac{\overline{N}_{54}^2 * h}{6 \sin \alpha EA_4} + \frac{\overline{N}_{55}^2 * h}{6 \sin \beta EA_5} + \frac{\overline{N}_{56}^2 * h}{6 \sin \beta EA_6} + \\ & + \frac{\overline{N}_{57}^2 * h}{6 \sin \alpha EA_7} + \frac{\overline{N}_{58}^2 * (l - 2h * ctga)}{6EA_8} \end{aligned} \quad (2.4).$$

де \overline{N}_{ij} – величини поздовжніх сил від дії одиничних моментів у вузлах балки

комбінованої металевої шпренгельної конструкції;

E – модуль пружності стержня;

A_i – площа поперечного перерізу i -го стержня;

I_i – момент інерції i -го стержня

α - кут нахилу крайнього підкосу підвіски;

β - кут нахилу середнього підкосу підвіски;

h – висота конструкції;

$2l_1$ – довжина крайнього прольоту балки жорсткості;

$2l_2$ – довжина середнього прольоту балки жорсткості.

Рівняння нерозривності деформацій (2.1) відображають взаємозалежність невідомих згинальних моментів по довжині балки жорсткості, відкинутих невідомих поздовжніх сил у відкосах шпренгельної системи та вертикальних переміщень всіх вузлів комбінованої конструкції. До рівнянь нерозривності деформацій (2.1), яких недостатньо для знаходження невідомих X і Y , додаємо рівняння статки, які знаходимо з рівноваги панелей і вузлів ферми.

Отримані рівняння нерозривності деформацій (2.1) і статки формують систему лінійних алгебраїчних рівнянь, достатньої для знаходження невідомих згинальних моментів M_i ($i=1, \dots, 5$), прогинів f_j ($j=1, \dots, 7$) і поздовжніх сил N_u ($u=1, \dots, 8$).

На основі розробленої математичної методики розрахунку комбінованої конструкції складений алгоритм і програма розрахунку на ЕОМ.

Розроблена математична модель комбінованої конструкції задовільняє трьом групам умов:

- умовам рівноваги ($\sum X_{ij}=0$; $\sum Z_{ij}=0$; $\sum M_{ij}=0$). В матричній формі рівняння статички представлені у вигляді:

$$/A/ \{N, M\} = \{F, q\}, \quad (2.4.1)$$

де $/A/$ - матриця коефіцієнтів рівнянь;

$\{N, M\}$ - вектор поздовжніх сил і згинальних моментів;

$\{F, q\}$ - вектор зовнішніх сил;

- умовам сумісності деформацій, що аналітично пов'язують деформації стержнів і переміщення вузлів системи. Матричний вигляд рівнянь запишеться як:

$$\{\Delta\} = /A /^T \{u\}, \quad (2.4.2)$$

де $/A /^T$ - матриця коефіцієнтів геометричних рівнянь;

$\{\Delta\}$ - вектор деформацій;

$\{u\}$ - вектор переміщень;

- фізичним умовам, які пов'язують зусилля і деформації. В матричній формі фізичні рівняння представлені у вигляді:

$$\{N, M\} = /K/ \{\Delta\}, \quad (2.4.3)$$

де $/K/$ - матриця жорсткості системи;

$\{N, M\}$ - вектор поздовжніх сил і згинальних моментів;

$\{\Delta\}$ - вектор деформацій.

Розв'язок скінченної системи лінійних алгебраїчних рівнянь передбачає одержання розподілу згинальних моментів, поздовжніх сил, вертикальних переміщень і параметрів напружено-деформованого стану елементів просторової конструкції від дії зовнішнього навантаження або просторової лінії впливу від дії рухомого одиничного навантаження.

2.2.2 Розрахунок оптимальних параметрів статично невизначеної комбінованої металевої шпренгельної конструкції (МШК) без врахування попереднього натягу зтяжки.

В рамках розробленого алгоритму ведеться пошук мінімуму цільової функції рівнонапруженого стану в елементах просторової конструкції в залежності від топології конструкції (висоти комбінованої конструкції h , кутів нахилу α і β відповідно крайніх і проміжних підкосів, зовнішнього навантаження, фізико-механічних параметрів елементів).

Для комбінованих металевих шпренгельних систем проводились розрахунки зі встановлення реальних діаграм «згинальний момент - прогин», «поздовжня сила - прогин» в залежності від величини і місця прикладання зовнішнього навантаження з метою подальшого використання отриманих діаграм в розрахунках, їх якісної і кількісної оцінки на кінцевий результат розрахунку. В рівностях (2.2), ... , (2.4), які визначають коефіцієнти при невідомих системи лінійних алгебраїчних рівнянь (2.1), входять параметри, від зміни будь-якого з них можна отримати різноманітні параметри напружено-деформованого стану в елементах конструкції.

Прийmemo, що умовою розв'язку системи лінійних алгебраїчних рівнянь є: а) - рівнонапружений стан елементів балки жорсткості статично невизначеної конструкції:

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_4 = \sigma_5; \quad (2.4.4)$$

б) - величини отриманих напружень не перевищують розрахункового опору сталі:

$$\sigma_i \leq R_y; \quad (2.4.5)$$

в) -максимальний прогин конструкції не перевищує допустимих нормами прогинів

$$f_i \leq [f] \quad (2.4.6).$$

Використовуючи покрокову зміну характеристик, які входять в групу рівностей (2.1), отримуємо відповідні значення величин напружено-деформованого стану в елементах конструкцій, яким відповідають мінімальні матеріальні затрати.

Результати проведених теоретичних досліджень відображені на графіках (рис.2.5), ..., (2.7).

Як видно з графіків, зображених на рис.2.5, найбільш оптимальною величиною крайнього прольоту є $2l_1=210$ см $\approx 1/6$ прольоту балки жорсткості.

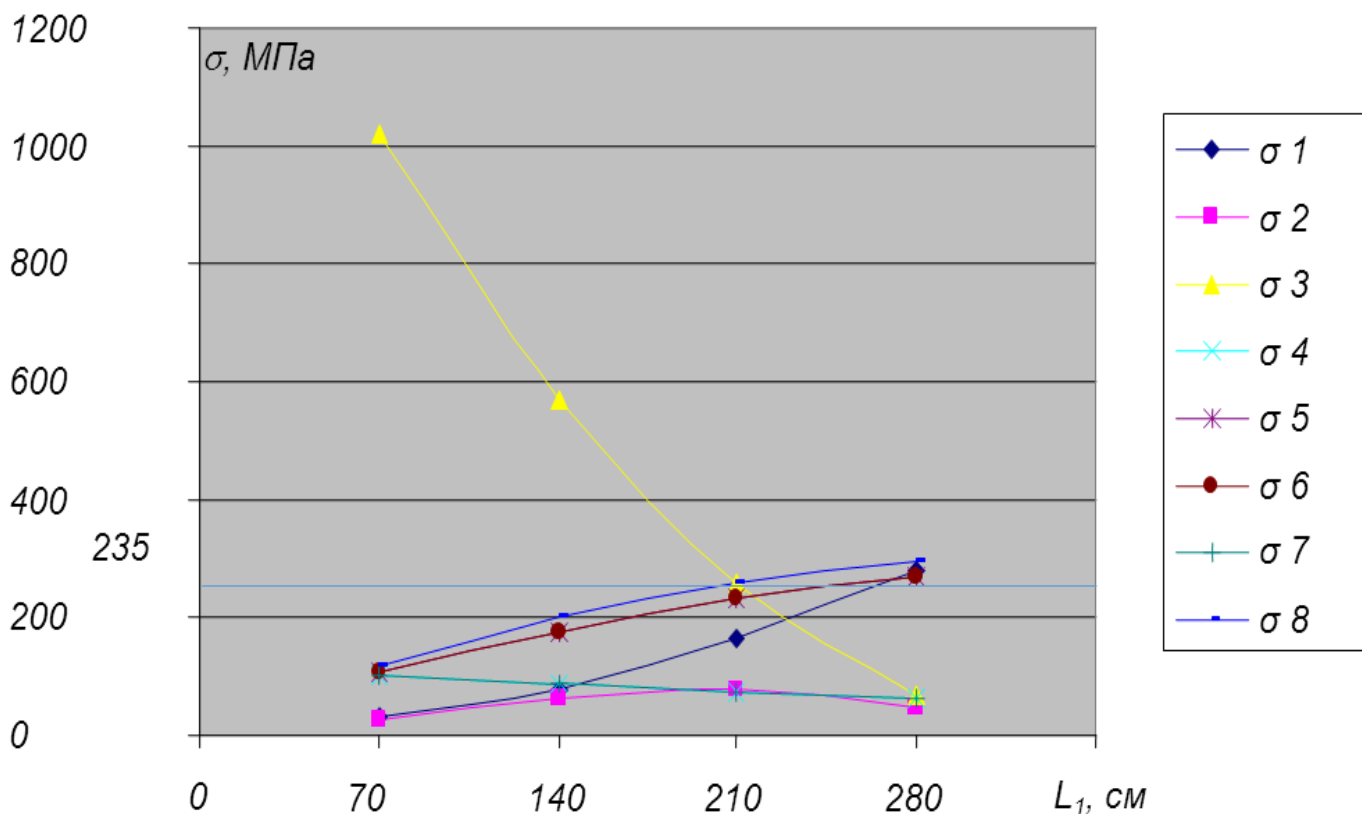


Рис.2.5. Залежність напружень в елементах комбінованої конструкції від зміни величини прольоту $2l_1$ при куті нахилу крайнього відкосу $\alpha=17.1^\circ$ і висоті $h=400$ мм: 1, 3 – відповідно в середній частині крайнього і середнього прольотів балки; 2 - в вузлі примикання до балки лівого проміжного підкосу; 4, 5, 6, 7 – відповідно в лівому крайньому, лівому проміжному, правому проміжному, правому крайньому підкосах; 8 - в затяжці.

Враховуючи результати проведених теоретичних досліджень, розроблено статично невизначену комбіновану металеву шпренгельну конструкцію, показану на рис.2.6.

Вихідні дані для проектування:

- сталь Ст3; розрахунковий опір сталі 235 МПа;

- балка жорсткості – двотавр з ухилом полицьок №18;
- крайні підкоси – два спарені рівно полицькові кутники 40x5 мм;
- проміжні підкоси – два спарені рівно полицькові кутники 40x5 мм;
- затяжка - два спарені рівно полицькові кутники 56x5 мм.

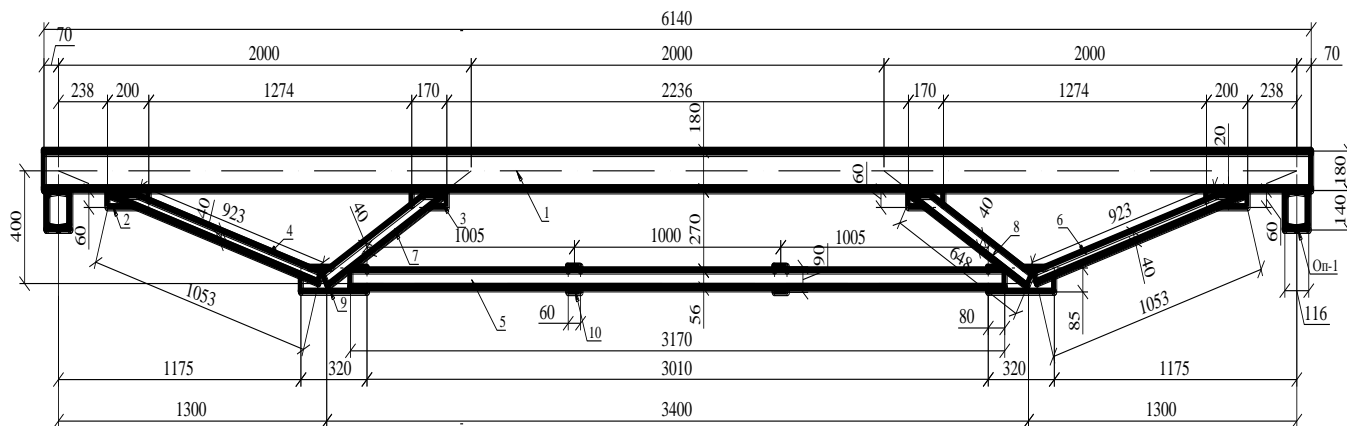


Рис.2.6. Статично невизначена комбінована металева шпренгельна конструкція, отримана згідно теоретичних досліджень на основі рівнонапруженого стану

Таблиця 2.1.

Характеристика елементів комбінованої металевої шпренгельної конструкції

Елемент	№ стержня	Переріз	Площа, A см ²	$\frac{l_x}{l_y}$	$\frac{i_x}{i_y}$	$\frac{\lambda_x}{\lambda_y}$	$\frac{\overline{\lambda}_x}{\overline{\lambda}_y}$	$[\lambda]$	φ_{min}	γ_c
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Стержні	4,6	2 L40x5	7.58	$\frac{141}{141}$	$\frac{1.208}{2.06}$	$\frac{116,7}{68,45}$	$\frac{3,9}{2,3}$	300	-	1
	5	2L56x5	10.82	$\frac{330}{330}$	$\frac{1,72}{2,69}$	$\frac{191,86}{122,68}$	$\frac{6,43}{4,11}$	300	-	1
	7,8	2L40x5	7.58	$\frac{76}{76}$	$\frac{1.208}{2.06}$	$\frac{62,9}{36,9}$	$\frac{2,11}{1,24}$	120	0.725	1

Специфікація витрат матеріалів

Позиція	Позначення	Найменування	Кіл. шт.	Маса одиниці, кг	Загальна маса, кг	
МШК	1	ГОСТ 8239-89	⌈ №18 L= 6140 мм	1	112.98	112.98
	5	ГОСТ 8510-72	└ 56x5 L= 3050 мм	2	12.96	25.92
	4	ГОСТ 8510-72	└ 40x5 L= 1050 мм	2	3.13	6.26
	6	ГОСТ 8510-72	└ 40x5 L= 1050 мм	2	3.13	6.26
	7	ГОСТ 8510-72	└ 40x5 L= 635 мм	2	1.89	3.78
	8	ГОСТ 8510-72	└ 40x5 L= 635 мм	2	1.89	3.78
	3	ГОСТ 82-70*	- 250x60x10мм	2	1.18	2.36
	9	ГОСТ 82-70*	-420x60x10мм	2	1.98	3.96
	2	ГОСТ 82-70*	-180x60x10мм	2	0.85	1.70
	10	ГОСТ 82-70*	-90x60x10мм	2	0.42	0.84
		Маса наплавленого металу 1,5%				2,52
		Всього				170,4

2.2.3 Розрахунок оптимальних параметрів комбінованої металеві шпренгельної конструкції (МШК) з врахуванням регулювання зусиль в її елементах за допомогою затяжки нижньої підвіски.

Як видно з таблиці 2.2, маса балки жорсткості в складі комбінованої металеві шпренгельної конструкції становить 66.3% від загальної маси.

Розроблені методика, алгоритм розрахунку і програмне забезпечення дають можливість в математичній моделі змінювати не тільки топологію вузлів системи, але й враховувати зміну параметрів елементів, такі як площа поперечного перерізу, момент інерції та момент опору. Як показують проведені теоретичні дослідження (табл.2.3), при умові створення попереднього натягу в затяжці параметри балки жорсткості будуть змінюватися.

Внутрішній кут нахилу осі крайнього підкосу по відношенню до осі балки жорсткості (рис. 2.7) становить:

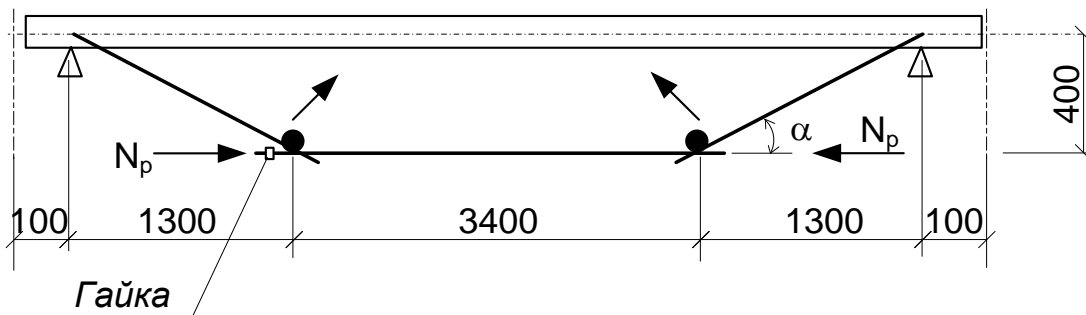


Рис.2.7. Схема створення зусилля натягу в затяжці

$$tg\alpha=0.4/1.3=0.3077, \alpha=17.10^{\circ}, \quad (2.5)$$

де $h=0.4$ м – висота металевої комбінованої шпренгельної конструкції;

$l_3=1.3$ м – віддаль крайнього вузла зтяжки по відношенню від початку координат.

Для натягу прийнято діаметр горизонтального стержня зтяжки шпренгеля – $D=16$ мм, з різьбою на кінці стержня М14. Натяг стержня здійснюється закручуванням гайки (рис.2.8).

Зусилля попереднього натягу шпренгеля приймаєм:

$$N_p=0,3*0,42*R_{bun}*A_{sp}, \quad (2.6)$$

де $0,42R_{bun}$ – розрахунковий опір шпренгеля по січенню послабленому різьбою;

A_{sp} – площа поперечного січення шпренгеля нетто (по послабленому різьбою січенню).

Розвантажуючі зусилля “ P ” від попереднього натягу шпренгеля:

$$P=N_p*tg\alpha. \quad (2.7)$$

Для забезпечення необхідної величини попереднього натягу стержня шпренгеля гайку (М14) слід закрутити моментом:

$$M_2 = (N_p*\sin\beta+N_p*\cos\beta\mu)*r, \quad (2.8)$$

де $r = 0.7$ см – радіус стержня (по різьбі);

$\mu = 0,4$ – коефіцієнт тертя;

$$\sin\beta=0.1D/\pi D=0,1/\pi=0,032.$$



Рис.2.8. Вузол шпренгеля натурної моделі комбінованої попередньо напруженої МШК на стадії виготовлення

На рисунку 2.9 і таблиці 2.3 показано графік зміни маси конструкції в цілому в залежності від величини прикладання зусилля натягу в затяжці.

Проведені теоретичні дослідження (табл.2.3) з розрахунку оптимальних параметрів елементів комбінованої МШК показали, що використання зусилля натягу в затяжці зменшує масу конструкції на

$$\Delta m = (170.4 - 140.2) * 100\% / 170.4 = 17.72\%$$

В таблиці 2.3 показано графік зміни маси окремих елементів і металевої шпренгельної конструкції в цілому в залежності від величини прикладання зусилля натягу в затяжці.



Рис.2.9. Зміна маси статично невизначеної комбінованої металевої шпренгельної конструкції в залежності від величини натягу затяжки

На рис. 2.10 показано графік зміни напружень в окремих елементах комбінованої металевої шпренгельної конструкції в залежності від величини натягу в затяжці.

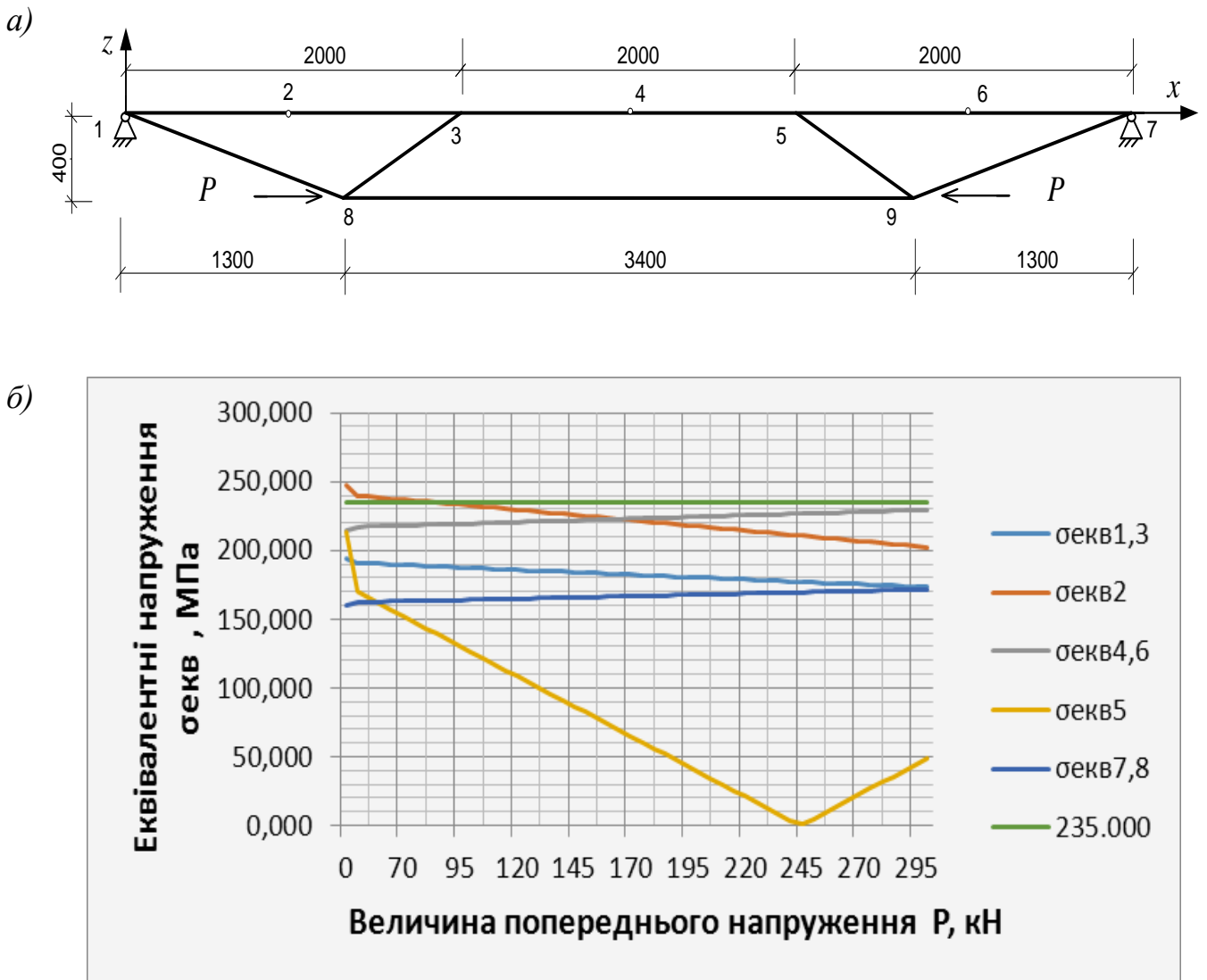


Рис.2.10. Залежність напружень в стержнях комбінованої металевої шпренгельної конструкції від попереднього натягу затяжки: а) – схема МШК; б) – графік напружень в елементах МШК

В таблиці 2.4 показана залежність зміни напружень в елементах металевої комбінованої шпренгельної конструкції (рис. 2.10, а) від величини прикладання зусилля натягу в затяжці.

Таблиця.2.3

Зміна маси в елементах комбінованої МШК в залежності від величини натягу зтяжки

Попередній натяг, кН	Балка жорсткості				Опорний розкіс				Нижній пояс				Проміжний розкіс				Маса конструкції
	Профіль	Довжина	Маса м.п	Загальна маса	Профіль	Довжина	Маса м.п	Загальна маса	Профіль	Довжина	Маса м.п	Загальна маса	Профіль	Довжина	Маса м.п	Загальна маса	
0	18Б2	6	18.8	112.8	40x40x5	1.41	5.96	16.8072	56x56x5	3.3	8.5	28.05	40x40x4	1.41	4.84	13.6488	171.306
55	18Б2	6	18.8	112.8	40x40x5	1.41	5.96	16.8072	45x45x5	3.3	6.74	22.242	40x40x4	1.41	4.84	13.6488	165.498
75	18Б1	6	15.4	92.4	50x50x4	1.41	6.1	17.202	40x40x5	3.3	5.96	19.668	40x40x4	1.41	4.84	13.6488	142.919
95	18Б1	6	15.4	92.4	50x50x4	1.41	6.1	17.202	45x45x4	3.3	5.46	18.018	40x40x4	1.41	4.84	13.6488	141.269
115	18Б1	6	15.4	92.4	50x50x4	1.41	6.1	17.202	40x40x4	3.3	4.84	15.972	40x40x4	1.41	4.84	13.6488	139.223
135	18Б1	6	15.4	92.4	50x50x4	1.41	6.1	17.202	40x40x4	3.3	4.84	15.972	40x40x4	1.41	4.84	13.6488	139.223
155	18Б1	6	15.4	92.4	50x50x4	1.41	6.1	17.202	35x35x4	3.3	4.2	13.86	40x40x4	1.41	4.84	13.6488	137.111
175	18Б1	6	15.4	92.4	50x50x4	1.41	6.1	17.202	35x35x4	3.3	4.2	13.86	40x40x4	1.41	4.84	13.6488	137.111
195	18Б1	6	15.4	92.4	50x50x4	1.41	6.1	17.202	35x35x4	3.3	4.2	13.86	40x40x4	1.41	4.84	13.6488	137.111
215	18Б1	6	15.4	92.4	50x50x4	1.41	6.1	17.202	35x35x4	3.3	4.2	13.86	40x40x4	1.41	4.84	13.6488	137.111
235	18Б1	6	15.4	92.4	50x50x4	1.41	6.1	17.202	35x35x4	3.3	4.2	13.86	40x40x4	1.41	4.84	13.6488	137.111
245	18Б1	6	15.4	92.4	50x50x4	1.41	6.1	17.202	35x35x4	3.3	4.2	13.86	40x40x4	1.41	4.84	13.6488	137.111
255	18Б1	6	15.4	92.4	50x50x4	1.41	6.1	17.202	60x60x4	3.3	7.42	24.486	40x40x4	1.41	4.84	13.6488	147.737
265	18Б1	6	15.4	92.4	50x50x4	1.41	6.1	17.202	60x60x4	3.3	7.42	24.486	40x40x4	1.41	4.84	13.6488	147.737
275	18Б1	6	15.4	92.4	50x50x4	1.41	6.1	17.202	60x60x4	3.3	7.42	24.486	40x40x4	1.41	4.84	13.6488	147.737
285	16Б1	6	12.7	76.2	50x50x4	1.41	6.1	17.202	63x63x4	3.3	7.8	25.74	40x40x4	1.41	4.84	13.6488	132.791
295	16Б1	6	12.7	76.2	50x50x4	1.41	6.1	17.202	63x63x5	3.3	9.62	31.746	40x40x4	1.41	4.84	13.6488	138.797
300	16Б1	6	12.7	76.2	50x50x4	1.41	6.1	17.202	70x70x4	3.3	9.74	32.142	40x40x4	1.41	4.84	13.6488	139.193

Таблиця.2.4

Залежність зміни напружень в окремих елементах комбінованої металевої шпренгельної конструкції від величини прикладання зусилля натягу в зтяжці

Величина попереднього натягу P , кН	Еквівалентні напруження $\sigma_{екв}$, МПа					Розрахунковий опір
	$\sigma_{екв1,3}$	$\sigma_{екв2}$	$\sigma_{екв4,6}$	$\sigma_{екв5}$	$\sigma_{екв7,8}$	
						$1.15R_y$
0	194.363	247.505	214.661	213.608	160.493	235.000
55	190.498	239.253	217.380	165.482	162.526	235.000
65	189.795	237.752	217.873	156.731	162.895	235.000
75	189.093	236.252	218.368	147.982	163.264	235.000
85	188.390	234.751	218.863	139.231	163.634	235.000
95	187.687	233.251	219.356	130.481	164.003	235.000
105	186.985	231.750	219.851	121.730	164.373	235.000
115	186.282	230.250	220.344	112.980	164.742	235.000
125	185.579	228.749	220.839	104.229	165.113	235.000
135	184.877	227.249	221.334	95.480	165.483	235.000
145	184.174	225.748	221.827	86.729	165.852	235.000
155	183.471	224.248	222.322	77.979	166.221	235.000
165	182.769	222.747	222.817	69.228	166.591	235.000
175	182.066	221.247	223.310	60.478	166.960	235.000
185	181.363	219.746	223.805	51.728	167.330	235.000
195	180.661	218.246	224.299	42.978	167.699	235.000
205	179.958	216.745	224.793	34.227	168.068	235.000
215	179.255	215.245	225.288	25.477	168.438	235.000
225	178.553	213.744	225.782	16.726	168.807	235.000
235	177.850	212.244	226.276	7.977	169.177	235.000
245	177.147	210.743	226.770	0.774	169.548	235.000
255	176.444	209.243	227.265	9.524	169.917	235.000
265	175.742	207.742	227.759	18.274	170.287	235.000
275	175.039	206.242	228.253	27.025	170.656	235.000
285	174.336	204.741	228.748	35.775	171.025	235.000
295	173.634	203.241	229.241	44.525	171.395	235.000

В результаті створення зусиль попереднього натягу в зтяжці маса балки жорсткості (поз.1) комбінованої попередньо напруженої металевої шпренгельної конструкції (рис.2.11, рис. 2.12) складає 50.36% від загальної маси конструкції (табл.2.5).

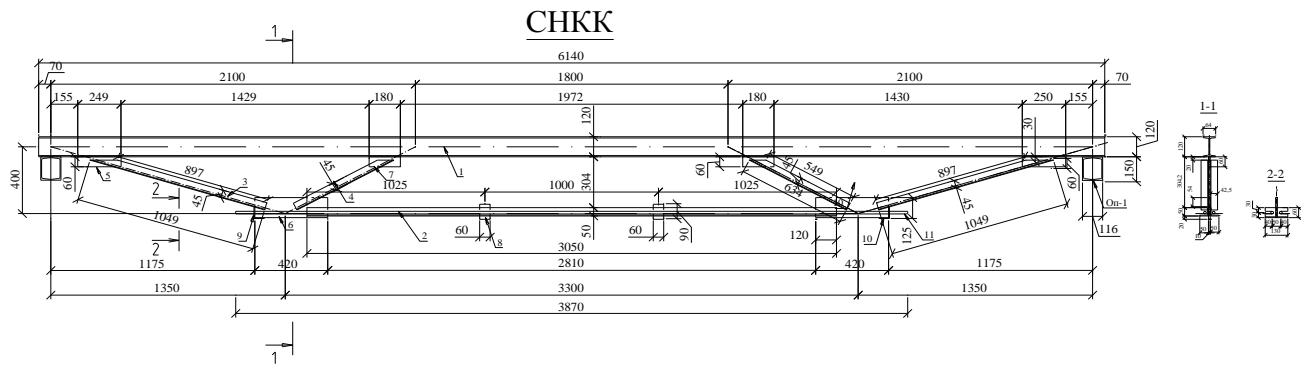


Рис. 2.11. Комбінована попередньо напружена металева шпренгельна конструкція (МШК), отримана згідно теоретичних досліджень на основі натягу в затяжці

Таблиця 2.5

Специфікація металу на виготовлення комбінованої попередньо напруженої металевої шпренгельної конструкції

Поз.	Позначення	Найменування	Кільк. шт.	Маса одиниці, кг	Примітка	
МШК	1	ГОСТ 8239-89	$\bar{\text{I}} \text{ №}12\text{L}=6140\text{мм}$	1	70.61	70.6
	2	ГОСТ 8510-72	$\text{L } 50\text{x}5\text{L}=3050\text{мм}$	2	11.50	23.0
	3	ГОСТ 8510-72	$\text{L } 45\text{x}4\text{L}=1050\text{мм}$	4	2.87	11.5
	4	ГОСТ 8510-72	$\text{L } 45\text{x}4\text{L}=635\text{мм}$	4	1.73	6.9
	5	ГОСТ 82-70*	-250x60x10мм	2	1.18	2.4
	6	ГОСТ 82-70*	-420x120x10мм	2	3.96	7.9
	7	ГОСТ 82-70*	-180x60x10мм	2	0.85	1.7
	8	ГОСТ 82-70*	-90x60x10мм	2	0.42	0.8
	9	ГОСТ 82-70*	-130x70x5мм	2	0.36	0.7
	10	ГОСТ 82-70*	-80x80x5мм	1	0.25	0.3
	11	ГОСТ 82-70*	A400Ø16L=3900мм	2	6.15	12.3
		Маса наплавленого металу 1,5%				2.1
	Всього				140.2	
Оп-1	ГОСТ 8240-89	$[\text{№}14\text{L}=500\text{мм}$	4	7.38	29.5	
Зв-1	ГОСТ 30245-2003	$\square 40\text{x}3\text{L}=2840\text{мм}$	1	7.87	7.9	



Рис. 2.12. Вигляд натурної моделі комбінованої попередньо напруженої металевій шпренгельної конструкції

За рахунок створення попереднього натягу в затяжці ефект економії матеріалу в порівнянні з комбінованою металевією шпренгельною конструкцією (табл.2.2) складає $170.4 - 140.2 = 30.2$ кг (17.72%).

2.2.4 Розрахунок оптимальних параметрів сталезалізобетонної комбінованої шпренгельної конструкції (СЗШК) з врахуванням регулювання зусиль в її елементах за допомогою зтяжки нижньої підвіски.

Згідно з п. 8.4.1.1.3 ДБН В.2.6-160:2010 приведена ширина бетонних полиць повинна визначатись згідно з нижче наведеними положеннями. При застосуванні загального розрахунку норми рекомендують приймати постійну приведену ширину в межах кожного прольоту. Ця величина може прийматись для сталезалізобетонних балок як значення $b_{eff,1}$, в середині прольоту при обпиранні на двох кінцях, або як $b_{eff,2}$ при консольному опиранні.

У середині прольоту або на проміжній опорі загальна приведена ширина b_{eff} , може визначатись, як:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}, \quad (2.9)$$

де b_0 - відстані між центрами виступних зсувних з'єднань;

b_{ei} - величина фактичної ширини бетонної полиці по кожному сторону стінки, яка приймається як $L_e/8$, але не більше ніж геометрична ширина b_i . Значення b_i необхідно приймати таким, що дорівнює відстані від виступного зсувного з'єднання до середньої точки між прилеглими стінками, відкладеної посередині висоти бетонної полиці, за винятком відкритих (крайніх) граней, де b_i - відстань до

відкритої грані. Довжину L_e необхідно приймати як відповідну відстань між точками нульових моментів.

Як відомо з курсу будівельної механіки, на розрахункових схемах будівельні конструкції чи споруди замінюють їх математичними лініями, які відображають положення нейтральної осі перерізів – лінії з нулевими значеннями напружень. Слід зауважити, що викладені вище положення стосуються нерозрізних багатопрольотних балках, в яких в більшості випадків основною складовою зусиль є згинальний момент. В багатопрольотних балок на жорстких проміжних опорах характер епюри згинальних моментів від дії зовнішнього навантаження залежить від пружних властивостей елементів балки і умов закріплення.

Нормальні напруження в перерізі елемента багатопрольотної балки визначаються за формулою:

$$\sigma_i = \pm M_i / W_i, \quad (2.10)$$

де M_i - згинальний момент в i -тому перерізі;

W_i - момент опору i -того перерізу.

В комбінованих шпренгельних конструкціях балка жорсткості розглядається як конструкція на пружно осідаючих проміжних опорах, жорсткість яких забезпечують топологічні розміри конструкції та пружні властивості елементів підвіски. Характер епюри згинальних моментів і поздовжніх сил додатково визначається пружною дією елементів підвіски на балку жорсткості.

Нормальні напруження в перерізі елемента балки жорсткості визначається за формулою:

$$\sigma_i = \pm M_i / W_i + N_i / A_i, \quad (2.11)$$

де M_i - згинальний момент в i -тому перерізі;

W_i - момент опору i -того перерізу;

N_i - поздовжня сила в i -тому перерізі;

A_i - площа поперечного перерізу i -того перерізу.

Аналіз теоретичних досліджень комбінованої металеві шпренгельної конструкції при незмінних параметрах топології й елементів нижньої підвіски показав наступне (рис.2.13):

1) в балці жорсткості, виготовленій з двотаврів №10 або №12 в перерізах елементів конструкції від дії зовнішнього навантаження виникають значні перенапруження;

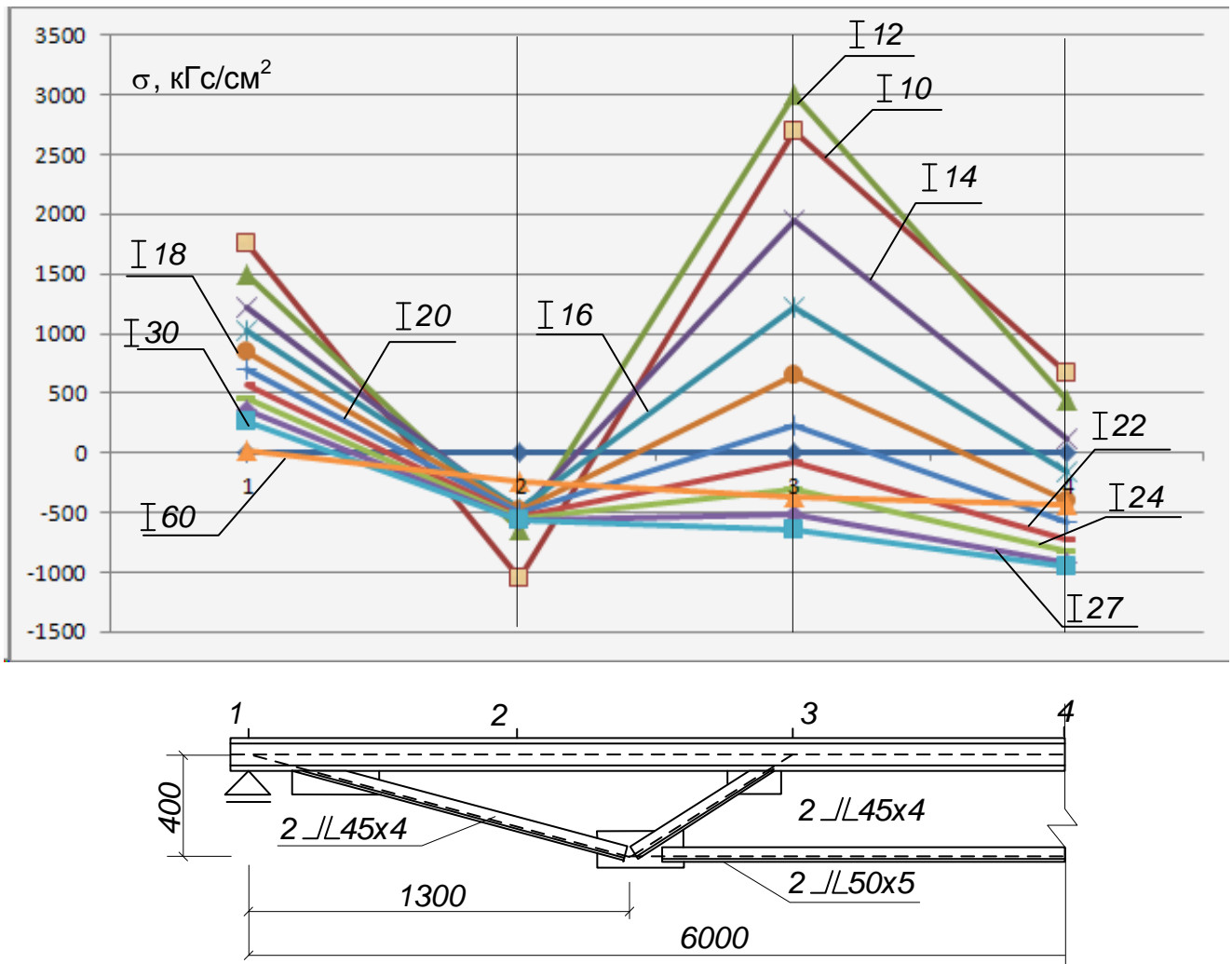


Рис. 2.13. Зміна нормальних напружень в балці жорсткості по довжині

2) для балок жорсткості, які виконані з двотаврів №14...№20 по її довжині існують точки перетину епюри напружень з нейтральною лінією. Однак в цьому випадку великі напруження виникають в елементах підвіски;

3) оптимальним варіантом для подальшого розрахунку є використання в якості балки жорсткості двотавра №24. Довжина L_e в такому випадку становила $L_e = 0.85 L$, а приведена ширина полочки в подальшому знаходиться за існуючими нормами;

4) при збільшенні розмірів балки жорсткості епюра нормальних напружень по її довжині набуває параболічного характеру, тобто вплив елементів підвіски на роботу балки жорсткості зводиться до мінімуму.

Таблиця 2.6

Напруження в перерізах комбінованої конструкції в залежності від зміни величини прокату балки жорсткості

Точка	Напруження, МПа											
1	174.7	149.0	122.4	101.7	83.9	69.2	56.8	46.2	35.6	27.0	...	2.1
2	-105.4	-63.9	-51.1	-46.9	-48.5	-50.2	-52.6	-54.3	-56.4	-56.2	...	-23.9
3	269.0	301.0	195.1	121.6	64.8	23.15	-8.3	-31.2	-52.3	-64.3	...	-37.4
4	66.9	44.2	11.5	-15.2	-40.1	-58.5	-73.0	-83.1	-92.7	-96.1	...	-43.2
Двотавр №	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	...	60
Момент інерції, см ⁴	198	350	572	873	1290	1840	2550	3460	5010	7080		76805
Крайній розкіс	334.1	327.3	318.2	307.0	293.3	277.3	259.6	240.3	213.8	187.0	...	43.5
Середній розкіс	-165.5	-162.1	-157.6	-152.0	-145.2	-137.3	-128.5	-119.0	-105.9	-92.6	...	-21.5
Затяжка	316.0	309.2	300.2	289.1	275.4	259.5	241.8	222.7	196.2	169.5	...	26.6

Підтвердженням цьому висновку (п. 4) є розв'язки системи рівнянь (2.1), яка математично моделює статично невизначену комбіновану шпренгельну конструкцію. Особливо наглядними є значення виразів коефіцієнтів при невідомих (2.2), ..., (2.4):

$$\begin{aligned}
 \Delta_{11} = & \frac{2l_1}{3EI_1} - \mu * \frac{2}{l_1 6A_1} + \frac{2\bar{N}_{11}^2 * l_1}{6EA_1} + \frac{2\bar{N}_{12}^2 * l_2}{6EA_2} + \frac{2\bar{N}_{13}^2 * l_1}{6EA_3} + \frac{\bar{N}_{14}^2 * h}{6 \sin a EA_4} + \\
 & + \frac{\bar{N}_{15}^2 * h}{6 \sin \beta EA_5} + \frac{\bar{N}_{16}^2 * h}{6 \sin \beta EA_6} + \frac{\bar{N}_{17}^2 * h}{6 \sin a EA_7} + \frac{\bar{N}_{18}^2 * (l - 2h * ctga)}{6EA_8}
 \end{aligned}
 \tag{2.12}$$

При збільшенні параметрів жорсткості $E * I_i$ при невідомих згинальних моментах в кінцевому результаті при постійних значеннях параметрів підвіски EA_j зменшуються значення зусиль в цих елементах.

Під час бетонування монолітної залізобетонної плити по балці жорсткості при використанні в ній в якості металевого елемента прокатного двотавру меншого

параметру необхідно, виходячи з вище описаного аналізу, прийняти приведену жорсткість сталезалізобетонної балки близькою до двотавра №24.

Для комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій (рис.2.14) довжина L_e як відстань між точками нульових моментів є змінною величиною. Зміна положення точок нульових моментів залежить від ряду факторів, зокрема, від жорсткості елементів підвіски. При малій жорсткості елементів підвіски в балці комбінованої конструкції характер розподілу згинальних моментів по її довжині матиме вигляд кривої 1 на рис.2.15. Для абсолютно жорстких елементів нижньої підвіски згинальні моменти матимуть вигляд, подібний до кривої 3 на рис.2.15. Як показують дослідження, довжина L_e як відстань між точками нульових моментів в комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкціях змінюється в межах

$$L_e = 0.24L \dots 0.78L, \quad (2.13)$$

де L – довжина балки жорсткості комбінованої шпренгельної конструкції.



Рис. 2.14. Натурна комбінована сталезалізобетонна попередньо напружена шпренгельна конструкція

При прольоті сталезалізобетонної комбінованої попередньо напруженої шпренгельної конструкції $L_e = 6$ м величина внутрішнього звісу залізобетонної полички становить:

$$b_{e1} = \frac{L_e}{8} = \frac{0.24 \cdot 6 \dots 0.78 \cdot 6}{8} = 0,18 \dots 0.585 \text{ м} <$$

$$< \frac{(b_1 - b_6)}{2} = \frac{(3 - 0,064)}{2} = 1,468 \text{ м}, \quad (2.14)$$

де $b_6 = b_0 = 64 \text{ мм}$ – ширина верхнього поясу балки (двотавр №12).

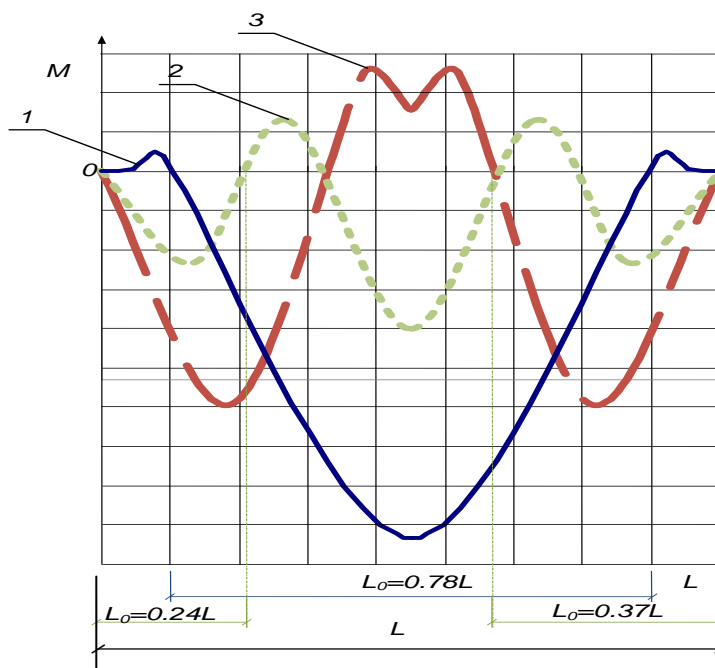


Рис. 2.15. Залежність згинального моменту по довжині балки жорсткості комбінованої сталезалізобетонної попередньо напруженої шпренгельної конструкції від зміни проміжних прольотів

Величина консольного звісу залізобетонної полицки становить

$$b_{e2,1} = 0,18 \text{ м} < b_2 - \frac{b_6}{2} = 0,5 - \frac{0,064}{2} = 0,468 \text{ м}, \quad (2.15)$$

$$b_{e2,2} = 0,585 \text{ м} > b_2 - \frac{b_6}{2} = 0,5 - \frac{0,064}{2} = 0,468 \text{ м}, \quad (2.16)$$

де $b_2 = 0,5 \text{ м}$ – консольна ділянка.

Приймаємо $b_{e2} = 0,468 \text{ м}$.

Розрахункова ширина залізобетонної полицки в складі сталезалізобетонної балки жорсткості комбінованої шпренгельної конструкції становить:

$$b_{eff,1} = b_0 + \sum b_{ei} = 0,064 + 0,18 + 0,468 = 0,712 \text{ м} \approx 0,71 \text{ м}, \quad (2.17)$$

$$b_{eff,1} = b_0 + \sum b_{ei} = 0,064 + 0,585 + 0,468 = 1,117 \text{ м} \approx 1,12 \text{ м}. \quad (2.18)$$

Решта

$$b_{eff,2} = 3 - (2 * 0.71 ... 3 - 2 * 1.12) = 1.58 ... 0.76 \text{ м} \quad (2.19)$$

ширина залізобетонної плити, що не входить в склад балки жорсткості комбінованої сталезалізобетонної шпренгельної конструкції.

Необхідно констатувати, що визначення впливу ширини полицки балки жорсткості сталезалізобетонної шпренгельної конструкції на роботу системи, в тому числі, попередньо напруженої, вимагає додаткового вивчення і досліджень.

2.2.5 Розрахунок параметрів сталезалізобетонної попередньо напруженої комбінованої шпренгельної конструкції (ПНШК).

Площа перетину бетону (рис.2.14):

$$A_c = 120 \cdot 10 = 1200 \text{ см}^2. \quad (2.20)$$

Площа перетину двотаврової балки №12 $A_a = 14,7 \text{ см}^2$.

Модуль пружності бетону:

$$E_{cd} = 23 \cdot 10^3 \text{ МПа}. \quad (2.21)$$

Модуль пружності сталеві балки:

$$E_a = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа}. \quad (2.22)$$

Визначаємо відношення:

$$\alpha = \frac{E_{cd}}{E_a} = \frac{23 \cdot 10^3}{2,06 \cdot 10^5} = 0,112. \quad (2.23)$$

Площа приведенного перетину

$$A_{red} = \alpha \cdot A_c + A_a = 0,112 \cdot 1200 + 14,7 = 149,1 \text{ см}^2. \quad (2.24)$$

Статичний момент приведенного перетину відносно нижньої грані балки

$$\begin{aligned} S_{red} &= \alpha \cdot A_c \cdot (0,5 \cdot h'_f + h_d) + A_a \cdot 0,5h_d = \\ &= 0,112 \cdot 1200 \cdot (0,5 \cdot 12 + 12) + 14,7 \cdot 0,5 \cdot 12 = 2507,4 \text{ см}^3, \end{aligned} \quad (2.25)$$

де h'_f – висота залізобетонної плити;

h_d – висота двотавра №12;

A_a – площа поперечного перерізу двотавра №12.

Відстань від крайнього розтягнутого волокна до осі, що проходить через центр тяжіння приведенного перетину:

$$y_0 = z_{s1} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{2507,4}{149,1} = 16,82 \text{ см.} \quad (2.26)$$

Момент інерції приведенного перетину відносно осі, що проходить через центр тяжіння,

$$\begin{aligned} I_{red} &= \alpha \cdot \frac{b \cdot h'_f{}^3}{12} + \alpha \cdot A_c (0,5 \cdot h'_f + h_d - y_0)^2 + I_d + A_a (0,5 \cdot h_d - y_0)^2 = \\ &= 0,112 \cdot \frac{100 \cdot 12^3}{12} + 0,112 \cdot 1200 (0,5 \cdot 12 + 12 - 16,82)^2 + 350 + \\ &\quad + 14,7 (0,5 \cdot 12 - 16,82)^2 = 3870,90 \text{ см}^4. \end{aligned} \quad (2.27)$$

Момент опору приведенного перетину відносно нижньої грані

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{3870,90}{16,82} = 230,14 \text{ см}^3. \quad (2.28)$$

Теж саме, відносно верхньої грані

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{(h'_f + h_d - y_0)} = \frac{3870,90}{(12 + 12 - 16,82)} = 539,12 \text{ см}^3. \quad (2.29)$$

Відстань від центра тяжіння приведенного перетину до верхньої ядрової точки

$$r' = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{230,14}{149,1} = 1,54 \text{ см.} \quad (2.30)$$

Відстань від центра тяжіння приведенного перетину до нижньої ядрової точки

$$r = \frac{W'_{red}}{A_{red}} = \frac{539,12}{149,1} = 3,62 \text{ см.} \quad (2.31)$$

2.3. Розрахунок втрат попереднього напруження комбінованої сталезалізобетонної попередньо напруженої шпренгельної конструкції (ПНШК)

Розглянемо комбіновану сталезалізобетонну шпренгельну конструкцію, металева балка жорсткості якої на початковій стадії свого виготовлення зазнала зворотнього вигину.

Величина вигину визначалася за формулою:

$$f_{max} = [f] = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI} \quad (2.32)$$

де $[f]$ – допустимий прогин балки жорсткості;

EI – жорсткість балки металевої комбінованої конструкції.

Зворотній вигин створюється за допомогою затяжки, що представляє собою два арматурні стержні з різьбовими закінченнями (рис.2.16).

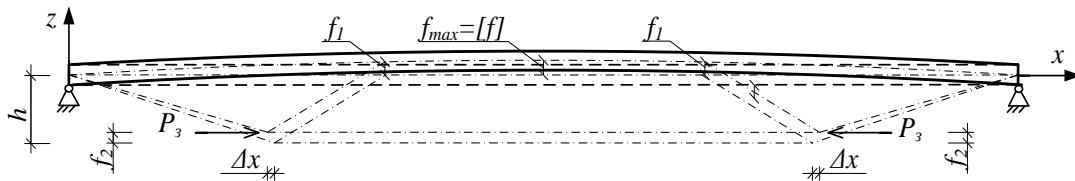


Рис. 2.16. Металева статично невизначена комбінована конструкція, попередньо напружена за допомогою затяжки.

При фіксованому зворотньому вигині в балці жорсткості МШК виникають від’ємні згинальні моменти і зворотні прогини (рис.2.17).

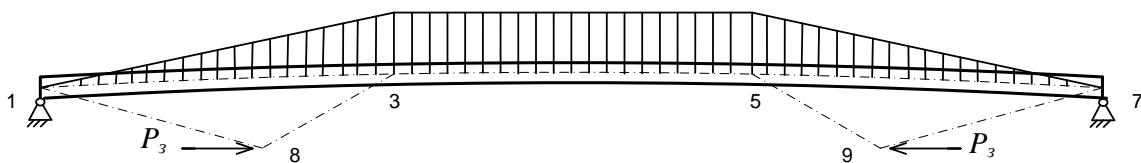


Рис. 2.17. Розрахункова схема металевої частини статично невизначеної комбінованої конструкції, попередньо напруженої за допомогою затяжки.

Граничними умовами при створенні зворотнього вигину є забезпечення міцності і деформативності балки за першою і другою групою граничних станів. Вибір параметрів балки жорсткості залежить від величини зусиль натягу (обтиску) у вузлах 8 і 9 конструкції.

По довжині балки жорсткості змінилось положення нейтральної осі. Як наслідок, змінились координати вузлів такої конструкції.

Визначаємо втрати попереднього напруження:

1. Від релаксації напружень в стержневій арматурі при механічному способі натягу

$$\sigma_1 = 0,1\sigma_{sp} - 20. \quad (2.33)$$

Норми рекомендують, що втрати від релаксації для арматури класів А-400С рівні нулеві:

$$\sigma_1 = 0. \quad (2.34)$$

2. Від температурної різниці при натягуванні на упори (різниця між температурою напруженої арматури в зоні нагрівання і пристрою, що сприймає зусилля напруження під час прогрівання бетону). Втрати від температурного перепаду не враховувалися, так як температура конструкції дорівнює температурі арматури:

$$\sigma_2 = 0. \quad (2.35)$$

3. Від деформації анкерів, які розміщені біля натяжних обладнань:

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} E_s, \quad (2.36)$$

де Δl – обтиск спресованих шайб, змяття головок складає 2 мм;

зміщення стержнів в інвентарі визначається за формулою:

$$\Delta l = 1,25 + 0,15d, \quad (2.37)$$

де d – діаметр стержня (мм);

l – довжина витягнутого стержня.

4. Від тертя арматури до обтискального обладнання:

$$\sigma_4 = \sigma_1 \left(1 - \frac{1}{e^{\delta}}\right) = 0 \quad (2.38)$$

5. Від деформації форми при неодночасному натягу арматури на форми:

$$\sigma_5 = \eta \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{n-1}{2n} \cdot \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{\Delta l}{4l} E_s, \quad (2.39)$$

де $n = 2$ – кількість груп стержнів, які натягують неодночасно.

При дії зусилля обтиску на вузли 8 і 9 металева конструкція деформується. Вузли 8 і 9 переміщаються як у вертикальному, так і горизонтальному напрямках.

Такий підхід до створення попереднього напруження в балці жорсткості відмінний від інших (на упори чи на бетон), так як горизонтальні зміщення отриманих вузлів значно більші в порівнянні зі стаціонарними нерухомими опорами. Як результат, втрати попереднього напруження значно більші.

Розглянемо геометричну схему при створенні обтиску нижніх вузлів підвіски (рис.2.18).

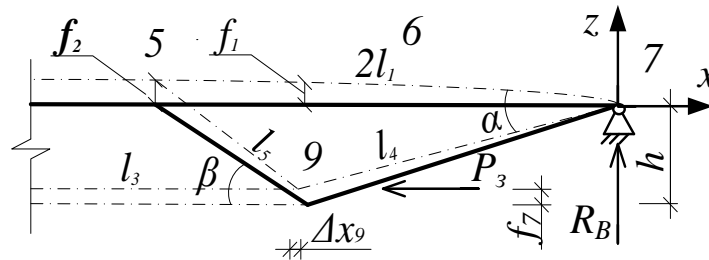


Рис. 2.18. Розрахункова схема при обтиску вузлів.

Проведені теоретичні дослідження вказують на пряму залежність зміни величини горизонтального зміщення у вузлах 8 і 9 на певну величину Δx_8 і Δx_9 відповідно.

При умові відсутності переміщень вузлів 8 і 9 втрати попереднього напруження в арматурі складають:

$$\sigma_{sp} = \sigma_3 + \sigma_5, \quad (2.40)$$

де

$$\sigma_3 = \frac{5\Delta l}{4l} E_s, \quad (2.41)$$

$$\Delta l = 1,25 + 0,15d = 1,25 + 0,15 \cdot 16 = 3,65 \text{ мм}, \quad (2.42)$$

$$\sigma_3 = \frac{5 \cdot 3,65}{4 \cdot 3300} \cdot 2 \cdot 10^6 = 2765,15 \frac{\text{кГ}}{\text{см}^2} = 276,52 \text{ МПа}. \quad (2.43)$$

Зусилля, яке виникає при створенні попереднього напруження, у вузлах 8 і 9 становить

$$P_H = \sigma_3 \cdot A_s = 2765,15 \cdot 4,02 = 11115,91 \text{ кГс} = 111,16 \text{ кН}. \quad (2.44)$$

Як показують теоретичні дослідження (табл. 2.5), вибір прокатних елементів для балки жорсткості достатньо широкий. Граничною умовою є розрахунок балки жорсткості за II групою граничних станів.

Для конструкції вказаних параметрів гранично допустимий прогин становить $[f] = \frac{600}{200} = 3 \text{ см.}$

Такому прогину відповідає зусилля обтиску $P_{\text{н}} = 16 \text{ кН}$ (рис. 2.19).

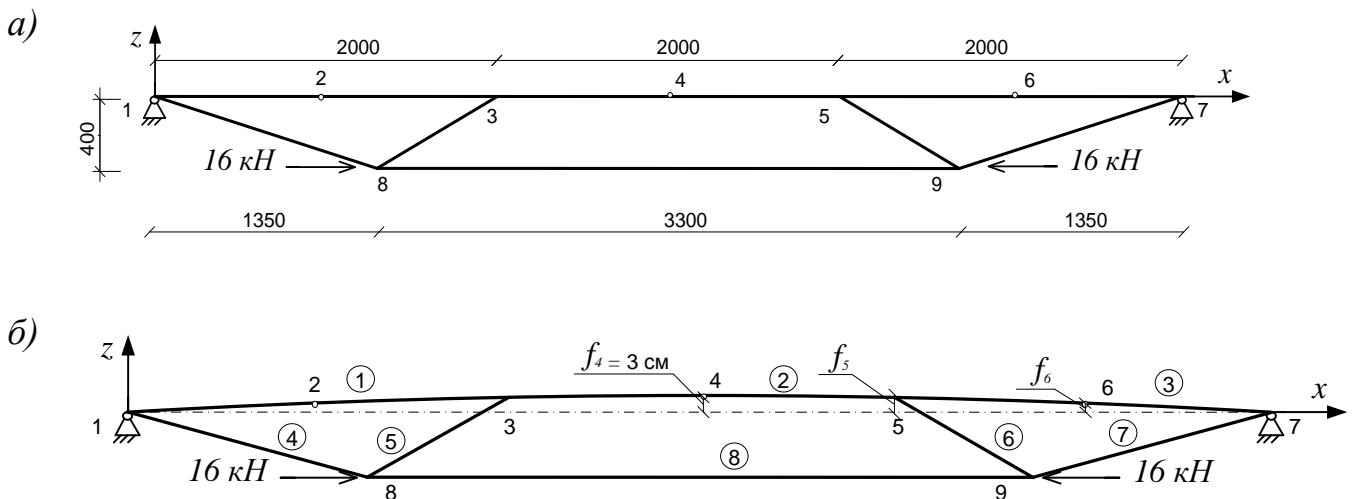


Рис. 2.19. Геометрична схема металевої ПНШК: а) до обтиску; б) після обтиску

Після здійснення обтиску вузлів 8 і 9, приварюють опорні кутники 50x5 в якості затяжки і здійснюють відпуск і демонтаж арматури.

Отримана таким чином конструкція представляє собою металеву попередньо напружену комбіновану конструкцію (МШК), зображену на рис. 2.11.

При виготовленні комбінованої сталезлізобетонної попередньо напруженої шпренгельної конструкції на початковій стадії дві металеві попередньо напружені шпренгельні конструкції розташовуємо на віддалі 2 м.

По балках жорсткості влаштуємо монолітну залізобетонну плиту шириною 3 м (рис. 2.20). Слід констатувати, що просторова конструкція представляє собою вигнутий сталезалізобетонний жорсткий диск з легкими елементами підвіски. Монолітний залізобетонний диск (1) об'єднав у сумісну просторову роботу попередньо напружені металеві балки жорсткості комбінованих конструкцій (2). В

нижній частині елементи підвіски (3), (4) об'єднані поміж собою горизонтальними зв'язками (5).

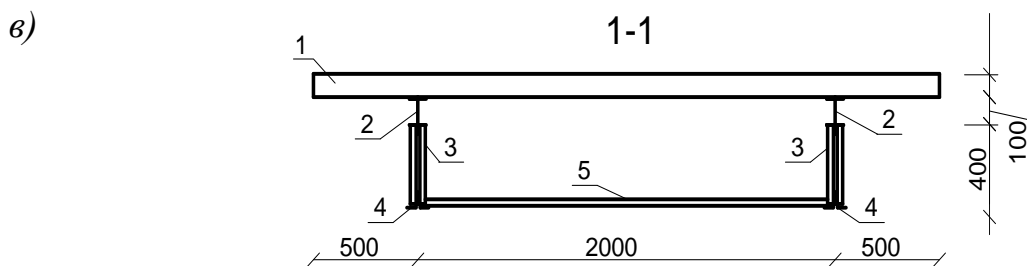
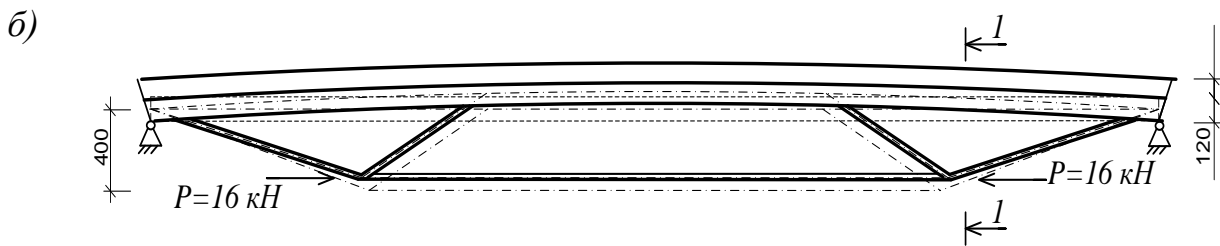


Рис. 2.20. Комбінована сталезалізобетонна попередньо напружена шпренгельна конструкція: а) – натурна модель; б) – поздовжній вигляд; в) – поперечний вигляд.

При дії на комбіновану сталезалізобетонну ПНШК (рис.2.21) зовнішніх сил, розподіл внутрішніх зусиль (напружень) в різних її елементах буде нерівномірний. Причинами такому ефекту є:

- нерівномірна по довжині балки жорсткості ширина залізобетонної полицки $b_{eff,1}$, що входить в склад ПНШК;
- в залежності від відстані поміж МШК, змінюється кількість і ширина решти умовних балок $b_{eff,2}$;
- в припорній зоні в перерізах балки жорсткості ПНШК виникають напруження стиску від сумарної дії згинального моменту та поздовжньої сил

$$\sigma_i = \pm M_{i,j} / W_{i,j} + N_{i,j} / A_{i,j}, \quad (2.45)$$

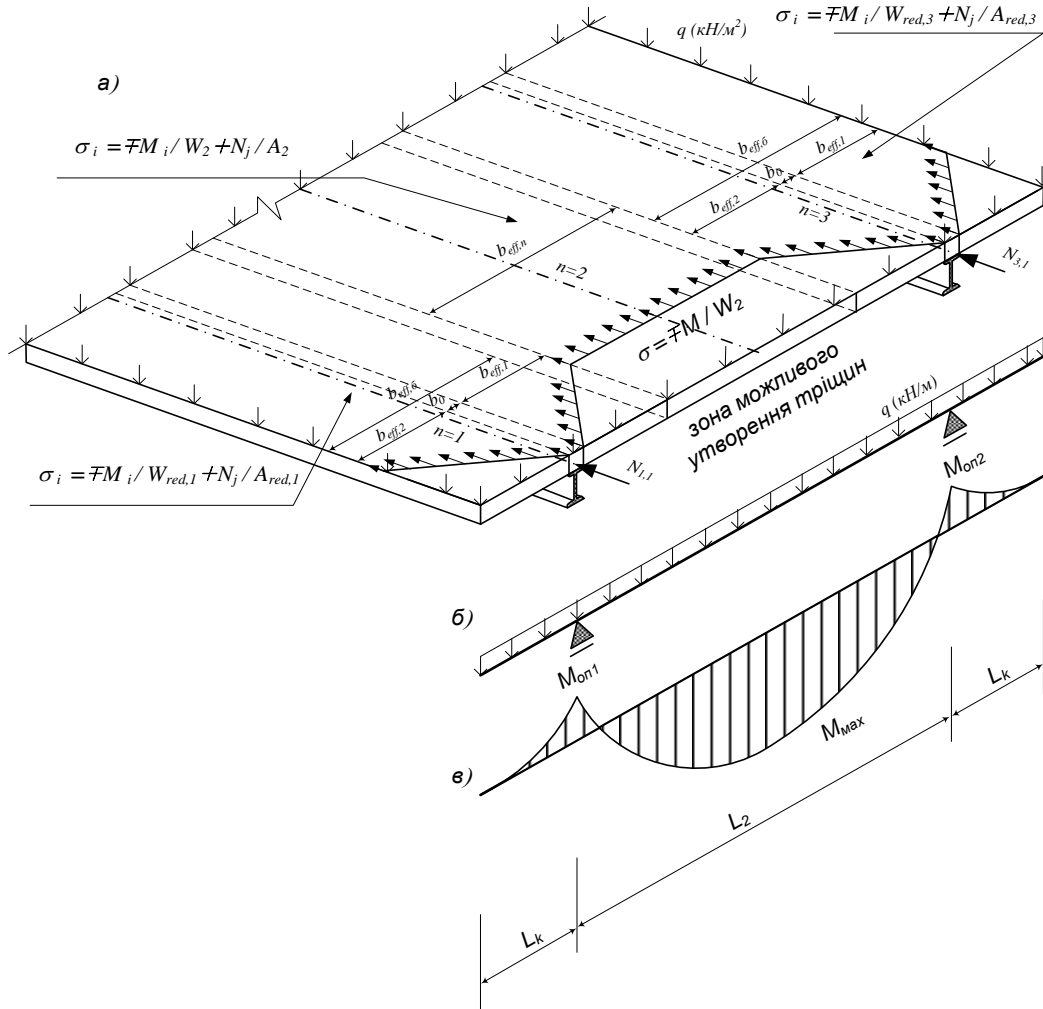


Рис. 2.21. Просторова робота ПНШК в умовах «стиску – згину»

де $M_{i,j}$ – сумарний згинальний момент в перерізі i, j ;

$N_{i,j}$ – сумарна поздовжня сила в перерізі i, j ;

$W_{i,j}$ – приведений момент опору перерізу i, j ;

$A_{i,j}$ – приведена площа поперечного перерізу i, j .

- в торцевій зоні в перерізах залізобетонної плити поміж балками жорсткості ПНШК виникають напруження від дії згинального моменту

$$\sigma_i = \pm M_{i,j} / W_{i,j}, \quad (2.46)$$

де $M_{i,j}$ – сумарний згинальний момент в перерізі i, j ;

$W_{i,j}$ – приведений момент опору перерізу i, j ;

- в залежності від відстані влаштування комбінованих МШК значну роль в відіграє робота конструкції в напрямі zOy , тобто робота плити в поперечному до несучих ПНШК напрямі.

2.4. Висновки до розділу 2

1. В роботі запропонована математична модель, алгоритм і програма розрахунку комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій, в тому числі з врахуванням фізичної нелінійності, яка дозволяє знайти значення зусиль в елементах і вертикальні переміщення вузлів за граничними станами першої і другої груп.

2. На основі розробленої математичної моделі розрахунку комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій теоретично досліджено міцність і деформативність елементів конструкцій під дією симетричного і несиметричного навантаження.

3. Шляхом розрахунку оптимальних параметрів статично невизначеної комбінованої металеві шпренгельної конструкції (МШК) при складному напружено-деформованому стані запроектовано просторову комбіновану металеву шпренгельну конструкцію. Процентне відношення ваги балки жорсткості МШК до ваги конструкції в цілому становить 66, 3%.

4. Теоретично розраховано оптимальні параметри статично невизначеної попередньо напруженої комбінованої металеві шпренгельної конструкції з врахуванням регулювання зусиль в її елементах за допомогою затяжки нижньої підвіски.

5. Процентне відношення ваги балки жорсткості попередньо напруженої МШК до ваги конструкції в цілому становить 50,36%. Економічний ефект за рахунок створення попереднього натягу в затяжці в порівнянні з комбінованою металеві шпренгельною конструкцією складає 17.72%.

6. Показано, що по довжині прольоту балки жорсткості комбінованої сталезалізобетонної ПНШК змінюються положення точки нульових моментів і

величина ширини залізобетонної полицки в залежності від жорсткості конструкції і величини зовнішнього навантаження.

7. Виконано розрахунок параметрів комбінованої сталезалізобетонної попередньо напруженої шпренгельної конструкції (ПНШК), в тому числі з врахуванням втрат попереднього напруження.

РОЗДІЛ 3. РОЗРАХУНОК ПРОСТОРОВИХ КОМБІНОВАНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ ШПРЕНГЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

3.1. Математична модель комбінованої сталезалізобетонної попередньо напруженої шпренгельної конструкції (ПНШК).

Враховуючи положення п. 8.4.1.1.3 [54], прийmemo, що частина залізобетонної плити над сталеву балкою жорсткості має ширину згідно (2.14), (2.15)

$$b_{eff,2} = b_0 + \sum b_{ei} = 0,064 + 0,18 + 0,468 = 0.712 \text{ м} \approx 0,71 \text{ м},$$

$$b_{eff,2} = b_0 + \sum b_{ei} = 0,064 + 0,585 + 0,468 = 1,117 \text{ м}.$$

Частина залізобетонної плити поміж сталезалізобетонними балками жорсткості становить

$$b_{eff2} = 3 - 2 * 0.71 \dots 3 - 2 * 1.12 = 1.58 \dots 0.76 \text{ м}.$$

Навантаження на залізобетонну плиту прийmemo вузловим,

$$\text{де } P_1 = q_1 \cdot l_1 \cdot d_1, P_2 = q_1 \cdot l_2 \cdot d_1, P_3 = q_1 \cdot l_1 \cdot d_2, P_4 = q_1 \cdot l_2 \cdot d_2.$$

Таким чином отримуємо просторову перехресно ребристу комбіновану сталезалізобетонну попередньо напружену шпренгельну конструкцію, яка складається:

- а) в повздовжньому напрямі ОХ з двох попередньо-напружених сталезалізобетонних балок, і попередньо напруженої залізобетонної балки;
- б) в поперечному напрямку ОУ з $m = 7$ залізобетонних балок.

Просторова розрахункова схема комбінованої сталезалізобетонної попередньо напруженої шпренгельної конструкції матиме вигляд, зображений на рис. 3.1.

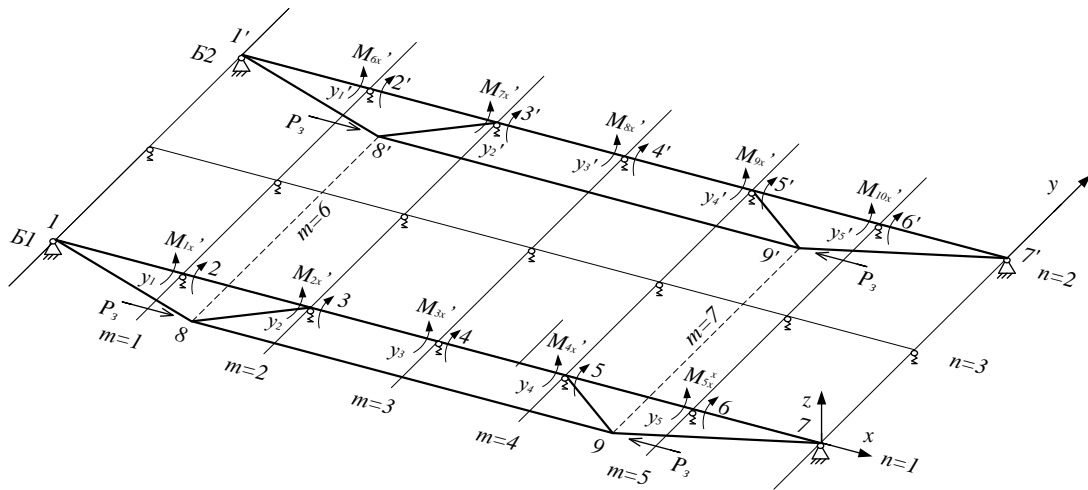


Рис.3.1. Розрахункова схема просторової попередньо напруженої сталезалізобетонної комбінованої конструкції.

Геометричні залізобетонні балки розглядаємо як балки на пружно осідаючих опорах, з консолями (рис.3.2). Пружними опорами балок одного напрямку служать балки іншого напрямку.

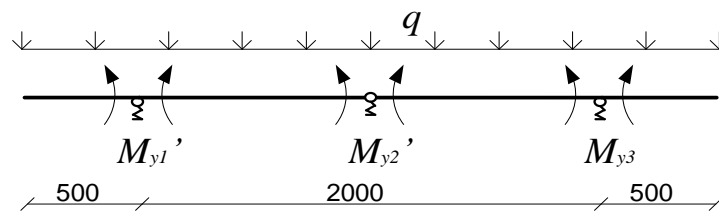


Рис.3.2. Балки на пружно осідаючих опорах

При влаштуванні статично невизначеної комбінованої сталезалізобетонної шпренгельної конструкції, зображеної на рис.3.1, проходить зміщення нейтральної осі балки жорсткості з причини зміни величини приведенного перерізу – від металевої балки жорсткості до сталезалізобетонної (рис.3.3).

Зміна жорсткісних параметрів балки $B(x)$ призводить до зміни топології статично невизначеної комбінованої сталезалізобетонної конструкції, а саме (рис.3.4, рис.3.5):

- проходить вертикальне зміщення математичної осі з положення $A-B$ в положення $A'-B'$ балки жорсткості;

відбувається відповідне зміщення точок перетину осей дії поздовжніх сил елементів підвіски з новою нейтральною віссю - з точок A, B, C, D в точки A', B', C', D' ;

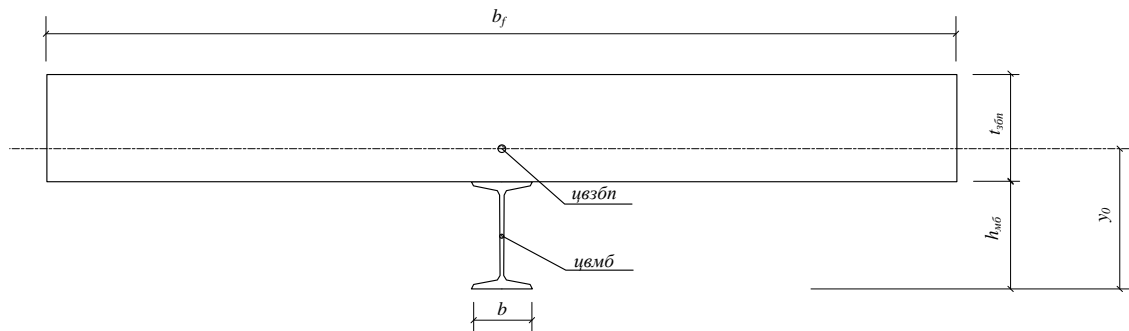


Рис.3.3. Поперечний переріз сталезалізобетонної комбінованої конструкції.

- змінюються величини крайніх - від l_1 до $l'_1 = l_1 + \Delta y_0 / \operatorname{tg} \alpha + \Delta y_0 / \Delta \beta$ - (збільшуються) і проміжних від l_2 до $l'_2 = l_2 - 2\Delta y_0 / \operatorname{tg} \beta$ - (зменшуються) прольотів балки жорсткості;
- збільшується висота самої конструкції: від h до $h' = h + \Delta y_0$.

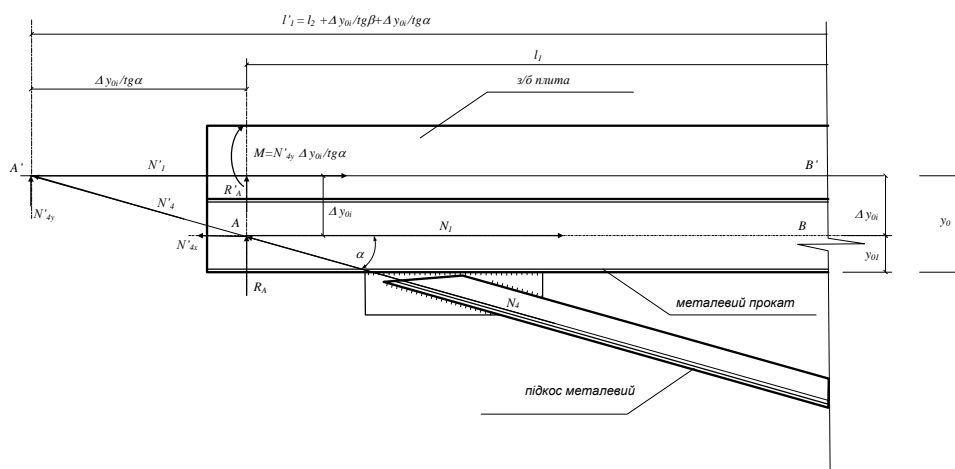


Рис.3.4. Крайній опорний вузол сталезалізобетонної комбінованої конструкції.

При переміщенні математичної осі на величину Δy_{0i} (рис.2.24) в верхньому опорному вузлі виникає вже на стадії влаштування монолітної залізобетонної плити від'ємний згинальний момент M_A , спричинений дією вертикальної складової N_{4y} поздовжньої сили N_4 в крайньому підкосі на величину горизонтального зміщення з точкою перетину математичної осі в сталезалізобетонній балці жорсткості $\Delta y_0 / \operatorname{tg} \alpha$.

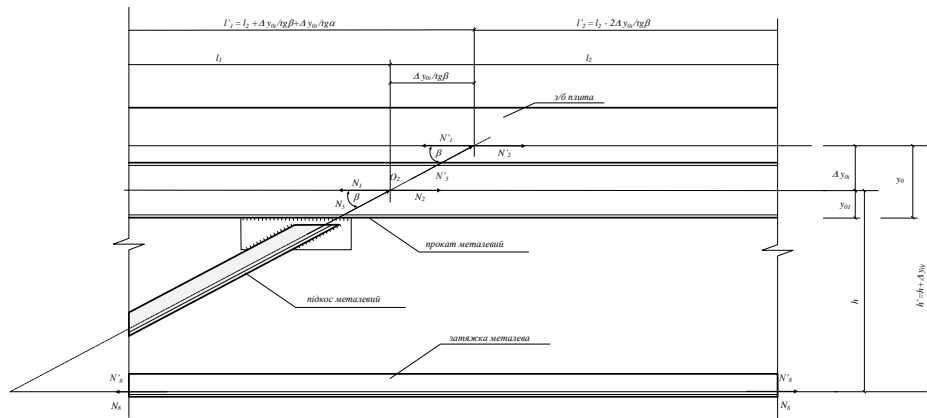


Рис.3.5. Проміжний вузол сталезалізобетонної комбінованої конструкції.

Необхідно відмітити, що змінилося положення нейтральної осі в сталезалізобетонній балці, так як:

$$A_{red} = A_{\sigma} + \frac{b_{eff} \cdot t}{\alpha}, \quad (3.1)$$

де:

$$\alpha = \frac{E_a}{E_{cd}}. \quad (3.2)$$

Статичний момент приведенного перерізу

$$S_{red} = A_{red} \cdot \left(0,5 \cdot h'_f + h_d\right) \frac{1}{\alpha} + A_a \cdot 0,5h_{\sigma}, \quad (3.3)$$

$$y_{0,red} = \frac{S_{red}}{A_{red}}. \quad (3.4)$$

Разом з тим змінилися геометричні розміри конструкції (рис.3.2).

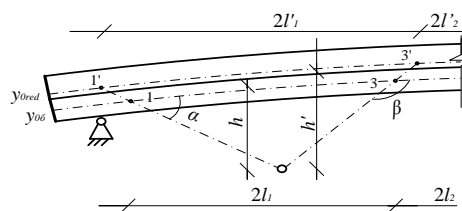


Рис.3.6. Геометричні розміри конструкції при переході металевій в сталезалізобетонну балку жорсткості.

Збільшення параметру $2l_1$ становить:

$$\frac{y_{0,red} - 0,5h_{\sigma}}{\Delta x_1} = \frac{h_{\sigma}}{0,5(L - l_5)} \Rightarrow \quad (3.5)$$

$$\Delta x_1 = \frac{(2y_{0,red} - h_6)(L - l_5)}{4h_6}. \quad (3.6)$$

За основу приймемо перехресно-ребристу шпренгельну систему геометричних осей елементів, розділену на простіші – вузли і стрижні між ними, разом із зовнішніми навантаженнями і внутрішніми зусиллями, що діють в них. При дії на таку систему вертикального навантаження, напружено-деформований стан в елементах визначається трьома компонентами згинальних моментів та трьома компонентами сил.

При врахуванні всіх компонентів зусиль та переміщень (трьома компонентами згинальних моментів та трьома компонентами сил, трьома компонентами кутових та трьома компонентами лінійних переміщень) розв'язок даної системи вважається точним. Розроблений інженерний розрахунок перехресно-ребристих систем показав в дійсності більш коректні результати розрахунку в порівнянні з відомими методами будівельної механіки.

Розрахункова схема ПНШК створена шляхом введення уявних шарнірів по довжині поздовжніх і поперечних балок. Під навантаженням $P_{i,j}$ змінюється положення нейтральних осей $f_{i,j} = f(x_i, y_i)$. Величина прогинів у вузлах по довжині балок відповідно становить $f_{xi,j}$ або $f_{yj,i}$. Слід відмітити, що на перетині балок у вузлах прогини рівні між собою $y_{xi,j} = f_{yj,i}$.

Уявно розчленимо перехресно-ребристу систему на балки як в напрямі OX , так і в напрямі OY , при цьому за канонічне рівняння для комбінованих шпренгельних конструкцій (балки $n=1$, $n=2$) використаємо рівняння i -тих зусиль [29].

Для пружно-просідаючого вузла $w_{i,j}$ в напрямку осі OX з врахуванням сумісної дії згинальних моментів, поздовжніх, поперечних і обтискаючих сил рівняння має наступний вигляд:

$$\Delta_{xi-2,j} X_{xi-2,j} + \Delta_{xi-1,j} X_{xi-1,j} + \Delta_{xi,j} X_{xi,j} + \Delta_{xj+1,j} X_{xi+1,j} + \Delta_{xi+2,j} X_{xi+2,j} + \dots + \Delta_{i,j} P = 0, \quad (3.7)$$

а в напрямку осі **OY** з врахуванням лише дії згинальних моментів і поперечних сил:

$$\Delta_{yj-2,i} X_{yj-2,i} + \Delta_{yj-1,i} X_{yj-1,i} + \Delta_{yj,i} X_{yj,i} + \Delta_{yj+1,i} X_{yj+1,i} + \Delta_{yj+2,i} X_{yj+2,i} + \dots + \Delta_{j,i} P = 0. \quad (3.8)$$

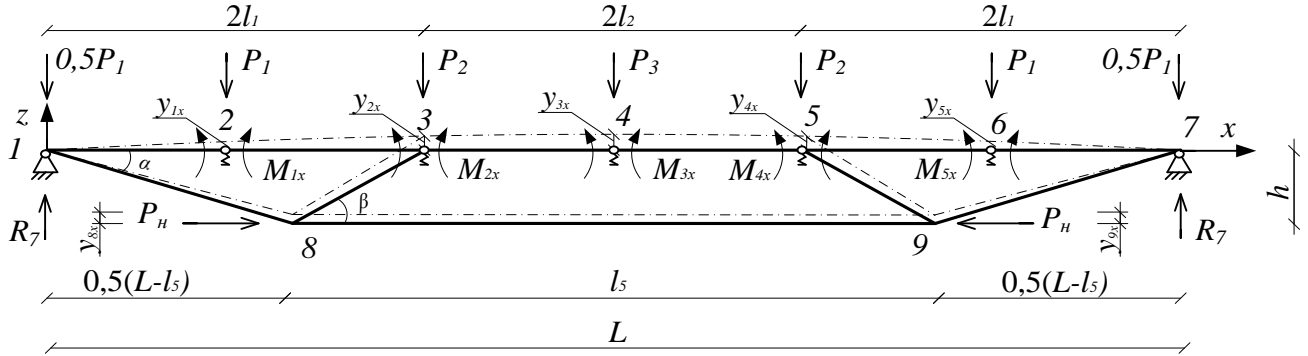


Рис.3.7. Розрахункова схема крайньої комбінованої сталезалізобетонної поперечно напруженої шпренгельної балки

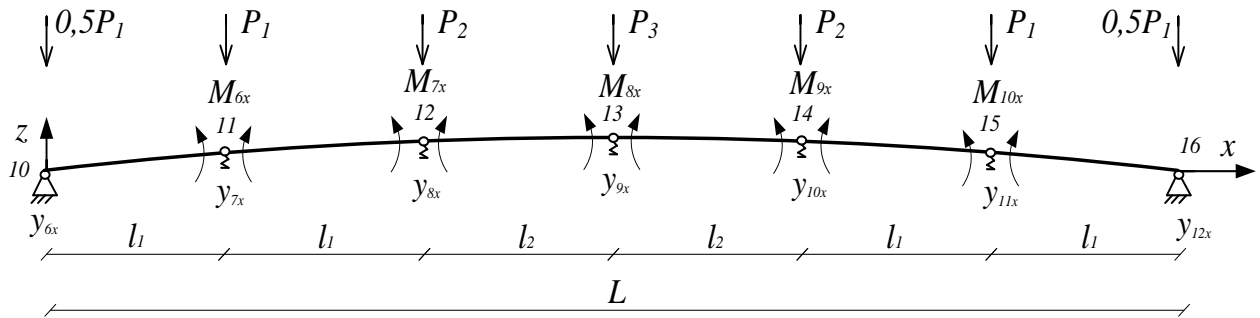


Рис.3.8. Розрахункова схема залізобетонної поперечно напруженої балки

Для іншої ПНШК балки розрахункова схема матиме вигляд.

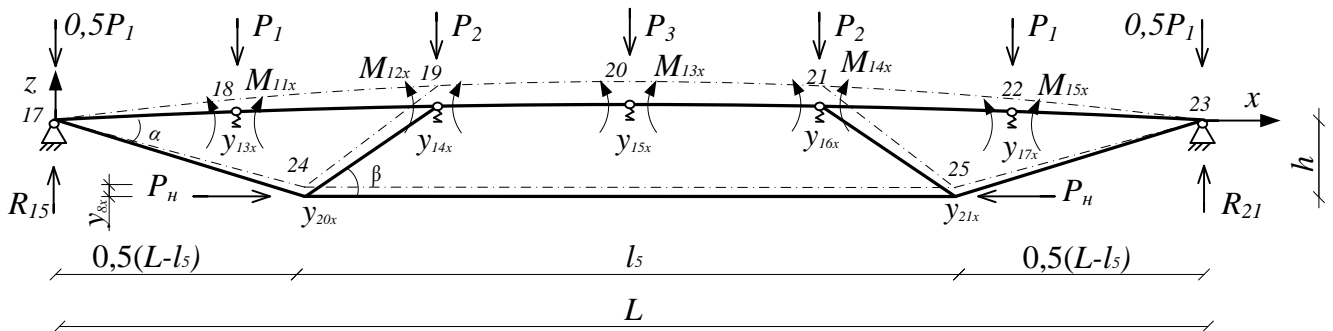


Рис.3.9. Розрахункова схема крайньої комбінованої сталезалізобетонної поперечно напруженої шпренгельної балки

В поперечному напрямі розрахункова схема балки матиме вигляд (рис.3.10):

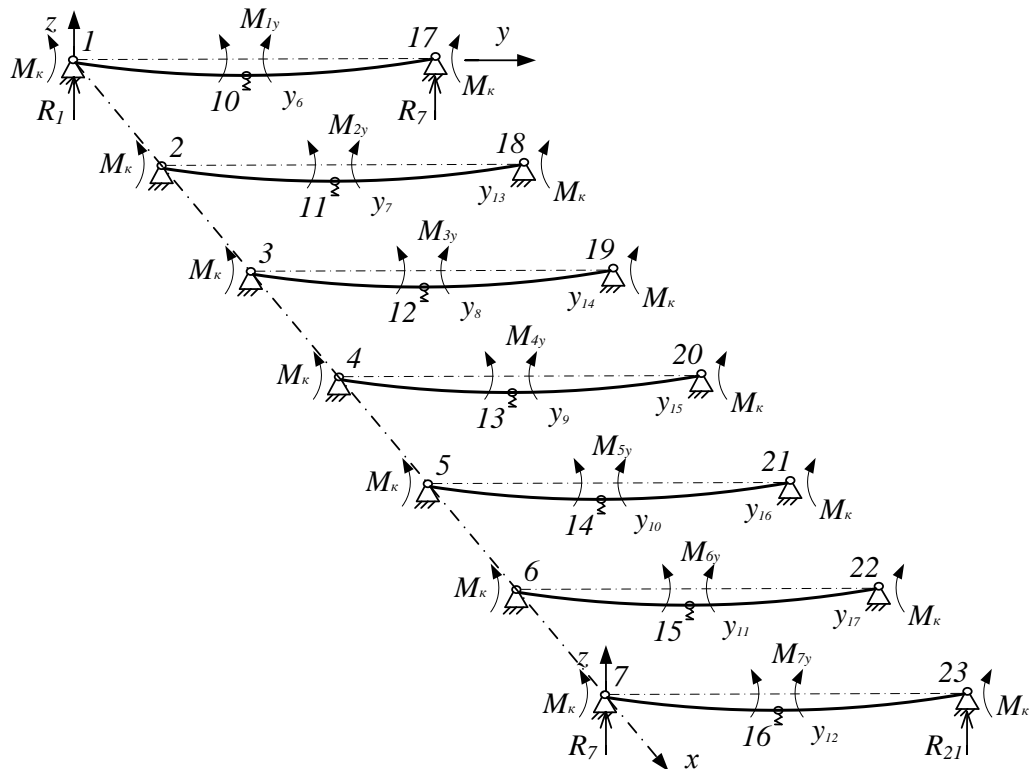


Рис.3.10. Розрахункова схема залізобетонних поперечних балок

Слід зазначити, що на відміну від перехресно-ребристих конструкцій, що знаходяться в горизонтальній площині XOY , в ПНШК в перерізах виникають поздовжні зусилля N_i .

Система рівнянь нерозривності деформацій (3.7), (3.8) матимуть вигляд:

- для першої комбінованої сталезалізобетонної ПНШК:

$$\begin{aligned} \Delta_{1,1}X_1 + \Delta_{1,2}X_2 + \Delta_{1,3}X_3 + \Delta_{1,4}X_4 + \Delta_{1,5}X_5 + \Delta_{1,6}X_6 + \Delta_{1,7}X_7 - \frac{2f_1}{l_1} + \frac{f_2}{l_2} &= 0; \\ \Delta_{2,1}X_1 + \Delta_{2,2}X_2 + \Delta_{2,3}X_3 + \Delta_{2,4}X_4 + \Delta_{2,5}X_5 + \Delta_{2,6}X_6 + \Delta_{2,7}X_7 + \frac{f_1}{l_1} - \frac{f_2(l_1 + l_2)}{l_1 * l_2} + \frac{f_3}{l_2} &= 0; \end{aligned} \quad (3.9)$$

$$\Delta_{6,1}X_1 + \Delta_{6,2}X_2 + \Delta_{6,3}X_3 + \Delta_{6,4}X_4 + \Delta_{6,5}X_5 + \Delta_{6,6}X_6 + \Delta_{6,7}X_7 + f_6 = 0;$$

$$\Delta_{7,1}X_1 + \Delta_{7,2}X_2 + \Delta_{7,3}X_3 + \Delta_{7,4}X_4 + \Delta_{7,5}X_5 + \Delta_{7,6}X_6 + \Delta_{7,7}X_7 + f_7 = 0.$$

- для другої комбінованої сталезалізобетонної попередньо напруженої шпренгельної конструкції:

$$\begin{aligned}
& \Delta_{11}X_1 + \Delta_{12}X_2 + \Delta_{13}X_3 + \Delta_{14}X_4 + \Delta_{15}X_5 + \Delta_{16}X_6 + \Delta_{17}X_7 - \frac{2f_{11}}{l_1} + \frac{f_{12}}{l_2} = 0; \\
& \Delta_{21}X_1 + \Delta_{22}X_2 + \Delta_{23}X_3 + \Delta_{24}X_4 + \Delta_{25}X_5 + \Delta_{26}X_6 + \Delta_{27}X_7 + \frac{f_{11}}{l_1} - \frac{f_{12}(l_1+l_2)}{l_1 \cdot l_2} + \frac{f_{13}}{l_2} = 0; \\
& \text{-----} \\
& \Delta_{16,1}X_{11} + \Delta_{16,2}X_{12} + \Delta_{16,3}X_{13} + \Delta_{16,4}X_{14} + \Delta_{16,5}X_{15} + \Delta_{16,6}X_{16} + \Delta_{16,7}X_{17} + f_{16} = 0; \\
& \Delta_{17,1}X_{11} + \Delta_{17,2}X_{12} + \Delta_{17,3}X_{13} + \Delta_{17,4}X_{14} + \Delta_{17,5}X_{15} + \Delta_{17,6}X_{16} + \Delta_{17,7}X_{17} + f_{17} = 0.
\end{aligned} \tag{3.10}$$

Аналогічно записується рівняння нерозривності деформацій для конструкцій іншого напрямку.

Сума всіх поздовжніх зусиль в сталезалізобетонній частині $\sum N_i$ рівна сумі поздовжніх зусиль, які виникають в елементах підвіски.

В підсумку отримуємо для схеми, зображеної на рис. 3.1: $k = 8 + 3 + 8 = 19$ невідомих поздовжніх сил.

Таким чином, в статично невизначеній ПНШК виникають:

$i_1 = 15$ – згинальних моментів M_x ;

$i_2 = 7$ – згинальних моментів M_y ;

$i_3 = 17$ – вертикальних прогинів f_{i3} ;

$i_4 = 19$ – поздовжніх сил N_{i4} ;

$i_5 = 4$ – опорних реакцій R_{i5} .

В цілому система має ранг матриці $i = i_1 + i_2 + i_3 + i_4 + i_5 = 62$.

Для розв'язку системи необхідно скласти математичну модель. Тому для розв'язку системи запишемо рівняння статичної рівноваги, а також рівняння нерозривності деформацій (див. Додаток В).

Задана математична модель просторової комбінованої сталезалізобетонної ПНШК задовільняє трьом групам умов:

- умовам рівноваги ($\sum X_{ij}=0$; $\sum Z_{ij}=0$; $\sum V_{ij}=0$; $\sum M_{ij}=0$). В матричній формі рівняння статики представлені у вигляді:

$$/A / \{N, M\} = \{F, q\}, \tag{3.11}$$

- умовам сумісності деформацій, що аналітично пов'язують деформації стержнів і переміщення вузлів системи:

$$\{\Delta\} = /A /^T \{u\}, \quad (3.12)$$

- фізичним умовам, які пов'язують зусилля і деформації. В матричній формі фізичні рівняння представлені у вигляді:

$$\{N, M\} = /K / \{\Delta\}. \quad (3.13)$$

В прийнятій математичній моделі кількість поперечних балок j може змінюватися від 1 до m , а кількість поздовжніх балок жорсткості i - від 1 до n . Крайовими умовами рівняння (3.11)- (3.13) будуть:

$$X_{x(i=0),j} = X_{x(i=i+1),j} = 0, \quad X_{y(i=1),j} = X_{y(i,j=m)} = 0, \quad (3.14)$$

$$f_{x(i=0),j} = f_{x(i=i+1),j} = 0. \quad (3.15)$$

3.2. Побудова алгоритму розрахунку

Рівняння (3.36-41)-(3.36-62) Додатку В комплектують матрицю податливості, а рівняння (3.36-1...3.36-40) Додатку В комплектують матрицю статичної рівноваги. Система рівнянь (3.36) Додатку В є достатньою для знаходження невідомих згинальних моментів, поздовжніх і поперечних сил та вертикальних переміщень пружної зігнутої осі балок в кожному заданому вузлі.

Розв'язок скінченної системи лінійних алгебраїчних рівнянь передбачає одержання розподілу зусиль від дії зовнішнього навантаження, згинальних моментів, поздовжніх і поперечних сил, вертикальних переміщень і параметрів напружено-деформованого стану елементів просторової конструкції під дією зовнішнього вузлового і обтискаючого навантаження, в тому числі в пружно-пластичній стадії роботи.

В рамках розробленого алгоритму ведеться пошук мінімуму цільової функції жорсткісних характеристик і зусиль в елементах просторової конструкції.

Жорсткість зведеного перерізу до появи тріщин в вузлах стержнів залізобетонної плити матиме вигляд:

$$B(x_{i,j}) = 0,85 \cdot E_b \cdot I_{red, xi,j} \quad (3.16)$$

$$B(y_{j,i}) = 0,85 \cdot E_b \cdot I_{red, yi,j} \quad (3.17)$$

де коефіцієнт $0,85$ враховує зниження жорсткості під впливом деформацій в бетоні розтягнутої зони.

Жорсткість зведеного перерізу після появи тріщин в вузлах стержнів залізобетонної плити:

$$B(x_{xi,j}) = h_{0,xi,j} z_{xi,j} / \left[\frac{\psi_{s_{xi,j}}}{E_{s_{xi,j}} A_{s_{xi,j}}} + \frac{\psi_{b_{xi,j}}}{(\varphi_{f_{xi,j}} + \xi_{xi,j}) \lambda_{b_{xi,j}} E_{b_{xi,j}} b_{xi,j} h_{0,xi,j}} \right] \quad (3.18)$$

$$B(y_{yj,i}) = h_{0,yj,i} z_{yj,i} / \left[\frac{\psi_{s_{yj,i}}}{E_{s_{yj,i}} A_{s_{yj,i}}} + \frac{\psi_{b_{yj,i}}}{(\varphi_{f_{yj,i}} + \xi_{yj,i}) \lambda_{b_{yj,i}} E_{b_{yj,i}} b_{yj,i} h_{0,yj,i}} \right] \quad (3.19)$$

Рівняння (3.36) Додатку В з врахуванням властивості (3.16...3.19) матимуть вигляд:

для балок напрямку **OX**:

$$X_{xi,j-1} \cdot l_{j-1} / (6B(x_{xi,j-1})) + 2 X_{xi,j} \cdot l_j / (3B(x_{xi,j})) + X_{xi,j+1} \cdot l_{j+1} / (6B(x_{xi,j+1})) + f_{xi,j-1} / l_{j-1} - 2 f_{xi,j} / l_j + f_{xi,j+1} / l_{j+1} = 0. \quad (3.20)$$

для **m**-них балок по осі **OY**:

$$X_{yi-1,j} \cdot d_{i-1} / (6B(y_{yi-1,j})) + 2 X_{yi,j} \cdot d_i / (3B(y_{yi,j})) + X_{yi+1,j} \cdot d_{i+1} / (6B(y_{yi+1,j})) + f_{yi-1,j} / d_{i-1} - 2 f_{yi,j} / d_i + f_{yi+1,j} / d_{i+1} = 0. \quad (3.21)$$

Напруження в балці жорсткості комбінованої сталезалізобетонної шпренгельної конструкції знаходимо за формулою:

$$\sigma(x_{i,j}) = \frac{N(x_{i,j})_{Ed}}{A_{(x_{i,j})red}} \pm \frac{M(x_{i,j})_{Ed}}{W(x_{i,j})red}. \quad (3.22)$$

Блок-схеми розв'язку прямої і зворотної задачі представлені на рис.3.11.

Розроблений математичний апарат розрахунку перехресно-ребристої комбінованої сталезалізобетонної попередньо напруженої шпренгельної системи з врахуванням факторів фізичної нелінійності можна використовувати для конструкцій довільної форми, з довільною геометрією і армуванням перерізів.

Згідно розробленого математичного апарату, методики та алгоритму розв'язку перехресно-ребристої комбінованої сталезалізобетонної попередньо напруженої шпренгельної системи складена програма реалізації алгоритму розрахунку SCS на ПЕОМ (Додаток Б).

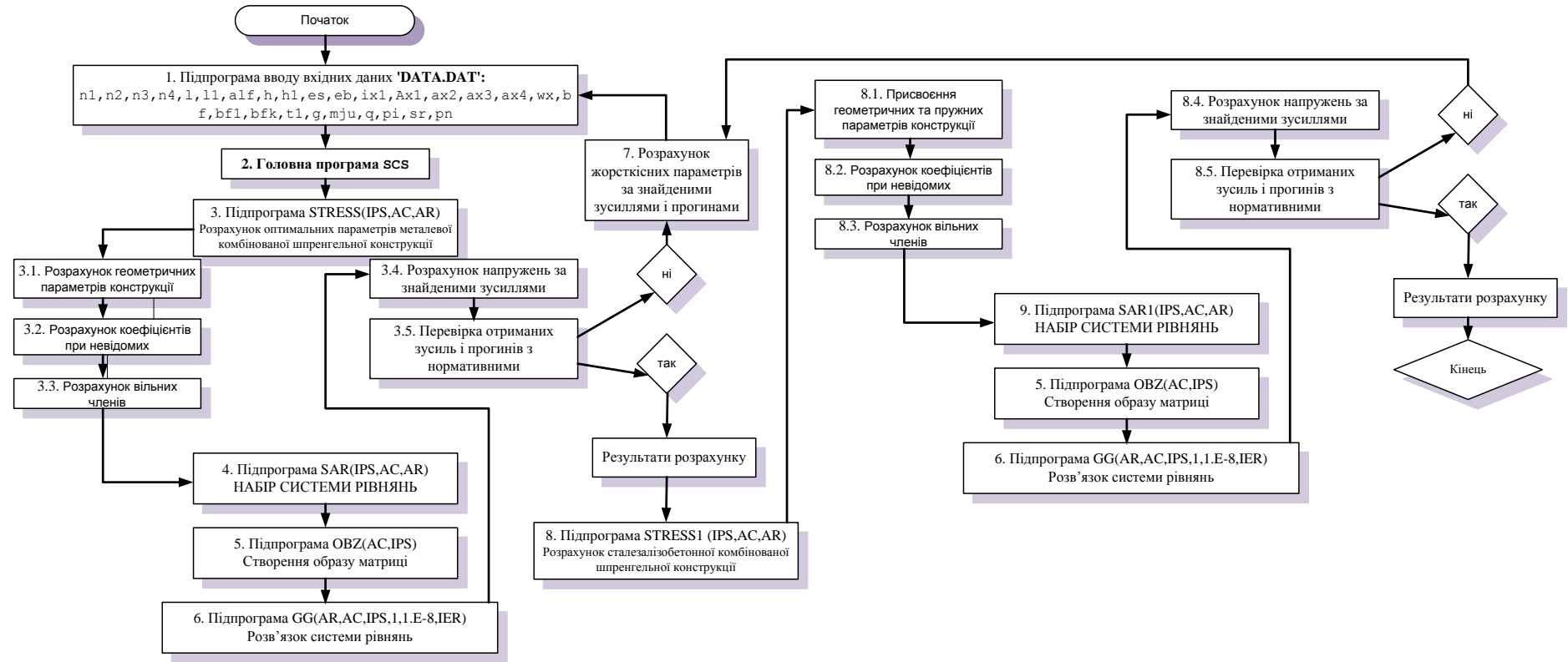


Рис.3.11. Блок-схема програми розрахунку перехресно-ребристої комбінованої сталезалізобетонної попередньо напруженої шпренгельної системи

3.3. Текст програми SCS

(приклад розрахунку статично невизначеної перехресно-ребристої комбінованої сталезалізобетонної попередньо напруженої шпренгельної конструкції)

1. Підпрограма вводу вхідних даних 'DATA.DAT'

Позначення	Величина	Назва	Одиниця виміру
n1	19	кількість розрахункових поздовжніх сил	
n2	15	кількість розрахункових згинальних моментів в напрямку осі Oх	
n3	7	кількість розрахункових згинальних моментів в напрямку осі Oу	
n3	17	кількість розрахункових прогинів вузлів	
L	614	загальна розрахункова довжина верхнього поясу	см
L1	100	довжина першого півпрольоту	см
alf	35	кут нахилу крайнього розкосу	
h	40	висота в осях конструкцій	см
h1	40	висота сталю прокату балки жорсткості	см
es	2.06e+5	модуль пружності сталі	МПа
eb	3e+4	модуль пружності бетону	МПа
ix1	350	момент інерції поперечного перерізу прокату балки жорсткості	см ⁴
Ax1	14.7	площа поперечного перерізу прокату балки жорсткості	см ²
Ax2	9.6	площа поперечного перерізу крайнього розкосу	см ²
Ax3	6.96	площа поперечного перерізу середнього розкосу	см ²
Ax4	6.96	площа поперечного перерізу затяжки	см ²
wx	58.4	момент опору поперечного перерізу прокату балки жорсткості	см ³

bf	300.	ширина залізобетонної плити	см
bf1	50.	ширина поперечного елемента залізобетонної плити	см
bfk	50.	ширина поздовжнього елемента залізобетонної плити	см
t1	12.	висота залізобетонної плити	см
g	8.1e+5	модуль зсуву сталі	МПа
mju	0.3	коефіцієнт μ	
q	30	прикладене рівномірно розподілене навантаження	кН/м
pi	3.1415927	число π	
sr	235.	розрахунковий опір сталі	МПа
pn	16.	сила попереднього натягу	кН

2. Програма «SCS»

3. Виклик підпрограми **STRESS** (розрахунок оптимальних параметрів МШК)

Розрахунок матриці $ips=n1+n2+n3+n4$

Зчитування вхідних даних READ (2,101) n1, n2, n3, n4.

3.1 Розрахунок геометричних параметрів конструкції.

програмна формула	Математичний запис формули	Примітка
$\text{sina}=\sin(\text{alf}*\pi/180.)$	$\text{sina}=\sin(\alpha*\pi/180)$	синус кута нахилу крайнього підкосу
$\text{cosa}=\cos(\text{alf}*\pi/180.)$	$\text{cosa}=\cos(\alpha*\pi/180)$	косинус кута нахилу крайнього підкосу
$\text{cotana}=\text{cosa}/\text{sina}$	$\text{ctana}=\text{sina}/\text{cosa}$	котангенс кута нахилу крайнього підкосу
$l2=(l-4.*l1)/2.$	$l_2=(l-4*l_1)/2$	довжина середнього прольоту
$l5=h*\text{cotana}$	$l_2=h*\text{ctana}$	довжина нижньої зтяжки
$\text{bet}=\text{atan}(h/(2.*l1-l5))*180./\pi$	β	кут нахилу середнього підкосу
$\text{sinb}=\sin(\text{bet}*\pi/180.)$	$\text{sin}\beta = \sin(\beta *\pi/180)$	синус кута нахилу середнього підкосу
$\text{cosb}=\cos(\text{bet}*\pi/180.)$	$\text{sin}\beta = \sin(\beta *\pi/180)$	косинус кута нахилу середнього підкосу

Розрахунок одиничних силових параметрів

програмна формула
$n_{11x} = (2 \cdot l - 1 / l_1) \cdot \cot \alpha$
$n_{53x} = n_{11x}$
$n_{12x} = (4 \cdot l_1 - 2 \cdot l) / (l \cdot h)$
$n_{52x} = n_{12x}$
$n_{13x} = -2 \cdot \cot \alpha / l$
$n_{51x} = n_{13x}$
$n_{14x} = (1 / l_1 - 2 / l) / \sin \alpha$
$n_{57x} = n_{14x}$
$n_{15x} = (2 \cdot l_1 - l) / (l_1 \cdot l \cdot \sin \beta)$
$n_{56x} = n_{15x}$
$n_{16x} = -2 / (l \cdot \sin \beta)$
$n_{55x} = n_{16x}$
$n_{17x} = 2 / (l \cdot \sin \alpha)$
$n_{54x} = n_{17x}$
$n_{18x} = (-4 \cdot l_1 + 2 \cdot l) / (l \cdot h)$
$n_{58x} = n_{18x}$
$n_{21x} = (l_1 + l_2) \cdot (1 - 2 \cdot l_1) \cdot \cot \alpha / (l_1 \cdot l_2 \cdot l)$
$n_{22x} = 2 \cdot (l_1 + l_2) \cdot (1 - 2 \cdot l_1) / (l \cdot l_2 \cdot h)$
$n_{23x} = 2 \cdot (l_1 + l_2) \cdot \cot \alpha / (l \cdot l_2)$
$n_{24x} = -(l_1 + l_2) \cdot (1 - 2 \cdot l_1) / (l_1 \cdot l_2 \cdot l \cdot \sin \alpha)$
$n_{25x} = (l_1 + l_2) \cdot (1 - 2 \cdot l_1) / (l_1 \cdot l_2 \cdot l \cdot \sin \beta)$
$n_{26x} = 2 \cdot (l_1 + l_2) / (l \cdot l_2 \cdot \sin \beta)$
$n_{27x} = -2 \cdot (l_1 + l_2) / (l \cdot l_2 \cdot \sin \alpha)$
$n_{28x} = -2 \cdot (l_1 + l_2) \cdot (1 - 2 \cdot l_1) / (l \cdot l_2 \cdot h)$
$n_{31x} = -\cot \alpha / l_2$
$n_{32x} = -2 \cdot l_1 / (l_2 \cdot h)$
$n_{33x} = -\cot \alpha / l_2$
$n_{34x} = 1 / (l_2 \cdot \sin \alpha)$
$n_{35x} = -1 / (l_2 \cdot \sin \beta)$
$n_{36x} = -1 / (l_2 \cdot \sin \beta)$

$n37x=1./(l2*sina)$
$n38x=2.*l1/(l2*h)$
$n41x=2.*(l1+l2)*cotana/(l*l2)$
$n42x=2.*(l1+l2)*(l-2.*l1)/(l*l2*h)$
$n43x=(l1+l2)*(l-2.*l1)*cotana/(l*l1*l2)$
$n44x=-2.*(l1+l2)/(l*l2*sina)$
$n45x=2.*(l1+l2)/(l*l2*sinb)$
$n46x=(l1+l2)*(l-2.*l1)/(l1*l2*l1*sinb)$
$n47x=-(l1+l2)*(l-2.*l1)/(l*l1*l2*sina)$
$n48x=-2.*(l1+l2)*(l-2.*l1)/(l*l2*h)$

3.2. Розрахунок коефіцієнтів при невідомих лінійних алгебраїчних рівнянь

програмна формула	Примітка
$del11=2.*l1/(3.*e*ix1)+2.*mju/(l1*g*ax1)+2.*n11x**2*l1/(6.*e*ax1)+2.*n12x**2*l2/(6.*e*ax2)+2.*n13x**2*l1/(6.*e*ax3)+n14x**2*h/(6.*sina*e*ax4)+n15x**2*h/(6.*sinb*e*ax5)+n16x**2*h/(6.*sinb*e*ax6)+n17x**2*h/(6.*sina*e*ax7)+n18x**2*(l-2.*h*cotana)/(6.*e*ax8)$	δ_{11}
$del12=l1/(6.*e*ix1)-mju/(l1*g*ax1)+2.*n11x*n21x*l1/(6.*e*ax1)+2.*n12x*n22x*l2/(6.*e*ax2)+2.*n13x*n23x*l1/(6.*e*ax3)+n14x*n24x*h/(6.*sina*e*ax4)+n15x*n25x*h/(6.*sinb*e*ax5)+n16x*n26x*h/(6.*sinb*e*ax6)+n17x*n27x*h/(6.*sina*e*ax7)+n18x*n28x*(l-2.*h*cotana)/(6.*e*ax8)$ $del21=del12$	δ_{12} δ_{21}
$del13=2.*n11x*n31x*l1/(6.*e*ax1)+2.*n12x*n32x*l2/(6.*e*ax2)+2.*n13x*n33x*l1/(6.*e*ax3)+n14x*n34x*h/(6.*sina*e*ax4)+n15x*n35x*h/(6.*sinb*e*ax5)+n16x*n36x*h/(6.*sinb*e*ax6)+n17x*n37x*h/(6.*sina*e*ax7)+n18x*n38x*(l-2.*h*cotana)/(6.*e*ax8)$ $del31=del13$	δ_{13} δ_{31}
$del14=2.*n11x*n41x*l1/(6.*e*ax1)+2.*n12x*n42x*l2/(6.*e*ax2)+2.*n13x*n43x*l1/(6.*e*ax3)+n14x*n44x*h/(6.*sina*e*ax4)+n15x*n45x*h/(6.*sinb*e*ax5)+n16x*n46x*h/(6.*sinb*e*ax6)+n17x*n47$	δ_{14} δ_{41}

$\frac{x^h(6 \cdot \sin a \cdot e^{ax7}) + n18x \cdot n48x \cdot (1 - 2 \cdot h \cdot \cot a)}{(6 \cdot e^{ax8})}$ $\text{del41} = \text{del14}$	
$\text{del15} = 2 \cdot n11x \cdot n51x \cdot 11 / (6 \cdot e^{ax1}) + 2 \cdot n12x \cdot n52x \cdot 12 / (6 \cdot e^{ax2}) +$ $2 \cdot n13x \cdot n53x \cdot 11 / (6 \cdot e^{ax3}) + n14x \cdot n54x \cdot h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax4}) + n15x \cdot$ $n55x \cdot h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax5}) + n16x \cdot n56x \cdot h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax6}) + n17x \cdot n57$ $x \cdot h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax7}) + n18x \cdot n58x \cdot (1 - 2 \cdot h \cdot \cot a) / (6 \cdot e^{ax8})$ $\text{del51} = \text{del15}$	δ_{15} δ_{51}
$\text{del22} = 11 / (3 \cdot e^{ix1}) + 12 / (3 \cdot e^{ix2}) + mju \cdot (1 / (11 \cdot g^{ax1}) + 1 / (12 \cdot g^{ax}$ $2)) + 2 \cdot n21x \cdot n21x \cdot 11 / (6 \cdot e^{ax1}) + 2 \cdot n22x \cdot n22x \cdot 12 / (6 \cdot e^{ax2}) + 2 \cdot n23x$ $\cdot n23x \cdot 11 / (6 \cdot e^{ax3}) + n24x \cdot n24x \cdot h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax4}) + n25x \cdot n25x \cdot h / (6 \cdot \sin$ $b \cdot e^{ax5}) + n26x \cdot n26x \cdot h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax6}) + n27x \cdot n27x \cdot h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax7})$ $+ n28x \cdot n28x \cdot (1 - 2 \cdot h \cdot \cot a) / (6 \cdot e^{ax8})$	δ_{22}
$\text{del23} = 12 / (6 \cdot e^{ix2}) - mju / (12 \cdot g^{ax2}) + 2 \cdot n21x \cdot n31x \cdot 11 / (6 \cdot e^{ax1}) +$ $2 \cdot n22x \cdot n32x \cdot 12 / (6 \cdot e^{ax2}) + 2 \cdot n23x \cdot n33x \cdot 11 / (6 \cdot e^{ax3}) + n24x \cdot n$ $34x \cdot h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax4}) + n25x \cdot n35x \cdot h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax5}) + n26x \cdot n36x$ $\cdot h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax6}) + n27x \cdot n37x \cdot h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax7}) + n28x \cdot n38x \cdot (1 -$ $2 \cdot h \cdot \cot a) / (6 \cdot e^{ax8})$ $\text{del32} = \text{del23}$	δ_{23} δ_{32}
$\text{del24} = 2 \cdot n21x \cdot n41x \cdot 11 / (6 \cdot e^{ax1}) + 2 \cdot n22x \cdot n42x \cdot 12 / (6 \cdot e^{ax2}) +$ $2 \cdot n23x \cdot n43x \cdot 11 / (6 \cdot e^{ax3}) + n24x \cdot n44x \cdot h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax4}) + n25x \cdot$ $n45x \cdot h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax5}) + n26x \cdot n46x \cdot h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax6}) + n27x \cdot n47$ $x \cdot h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax7}) + n28x \cdot n48x \cdot (1 - 2 \cdot h \cdot \cot a) / (6 \cdot e^{ax8})$ $\text{del42} = \text{del24}$	δ_{24} δ_{42}
$\text{del25} = 2 \cdot n21x \cdot n51x \cdot 11 / (6 \cdot e^{ax1}) + 2 \cdot n22x \cdot n52x \cdot 12 / (6 \cdot e^{ax2}) +$ $2 \cdot n23x \cdot n53x \cdot 11 / (6 \cdot e^{ax3}) + n24x \cdot n54x \cdot h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax4}) + n25x \cdot$ $n55x \cdot h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax5}) + n26x \cdot n56x \cdot h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax6}) + n27x \cdot n57$ $x \cdot h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax7}) + n28x \cdot n58x \cdot (1 - 2 \cdot h \cdot \cot a) / (6 \cdot e^{ax8})$ $\text{del52} = \text{del25}$	δ_{25} δ_{52}
$\text{del33} = 2 \cdot 12 / (3 \cdot e^{ix2}) + 2 \cdot mju / (12 \cdot g^{ax2}) + 2 \cdot n31x \cdot n31x \cdot 11 / (6 \cdot e^{a}$ $x1) + 2 \cdot n32x \cdot n32x \cdot 12 / (6 \cdot e^{ax2}) + 2 \cdot n33x \cdot n33x \cdot 11 / (6 \cdot e^{ax3}) + n34x \cdot$ $n34x \cdot h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax4}) + n35x \cdot n35x \cdot h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax5}) + n36x \cdot n36x \cdot h / (6 \cdot s$ $\sin b \cdot e^{ax6}) + n37x \cdot n37x \cdot h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax7}) + n38x \cdot n38x \cdot (1 -$	δ_{33}

$2 \cdot h \cdot \cotana) / (6 \cdot e \cdot ax8)$	
$\begin{aligned} \text{del34} &= l2 / (6 \cdot e \cdot ix2) - \\ & mju / (l2 \cdot g \cdot ax2) + 2 \cdot n31x \cdot n41x \cdot l1 / (6 \cdot e \cdot ax1) + 2 \cdot \\ & n32x \cdot n42x \cdot l2 / (6 \cdot e \cdot ax2) + 2 \cdot n33x \cdot n43x \cdot l1 / (6 \cdot e \cdot ax3) + n34x \cdot n44 \\ & x \cdot h / (6 \cdot \text{sina} \cdot e \cdot ax4) + n35x \cdot n45x \cdot h / (6 \cdot \text{sinb} \cdot e \cdot ax5) + n36x \cdot n46x \cdot h / \\ & (6 \cdot \text{sinb} \cdot e \cdot ax6) + n37x \cdot n47x \cdot h / (6 \cdot \text{sina} \cdot e \cdot ax7) + n38x \cdot n48x \cdot (1 - \\ & 2 \cdot h \cdot \cotana) / (6 \cdot e \cdot ax8) \end{aligned}$ $\text{del43} = \text{del34}$	$\begin{aligned} & \delta_{34} \\ & \delta_{43} \end{aligned}$
$\begin{aligned} \text{del35} &= 2 \cdot n31x \cdot n51x \cdot l1 / (6 \cdot e \cdot ax1) + 2 \cdot n32x \cdot n52x \cdot l2 / (6 \cdot e \cdot ax2) + \\ & 2 \cdot n33x \cdot n53x \cdot l1 / (6 \cdot e \cdot ax3) + n34x \cdot n54x \cdot h / (6 \cdot \text{sina} \cdot e \cdot ax4) + n35x \cdot \\ & n55x \cdot h / (6 \cdot \text{sinb} \cdot e \cdot ax5) + n36x \cdot n56x \cdot h / (6 \cdot \text{sinb} \cdot e \cdot ax6) + n37x \cdot n57 \\ & x \cdot h / (6 \cdot \text{sina} \cdot e \cdot ax7) + n38x \cdot n58x \cdot (1 - 2 \cdot h \cdot \cotana) / (6 \cdot e \cdot ax8) \end{aligned}$ $\text{del53} = \text{del35}$	$\begin{aligned} & \delta_{35} \\ & \delta_{53} \end{aligned}$
$\begin{aligned} \text{del44} &= l1 / (3 \cdot e \cdot ix1) + l2 / (3 \cdot e \cdot ix2) + mju \cdot (1 / (l1 \cdot g \cdot ax1) + 1 / (l2 \cdot g \cdot ax \\ & 2)) + 2 \cdot n41x \cdot n42x \cdot l1 / (6 \cdot e \cdot ax1) + 2 \cdot n42x \cdot n43x \cdot l2 / (6 \cdot e \cdot ax2) + 2 \cdot n43x \\ & \cdot n44x \cdot l1 / (6 \cdot e \cdot ax3) + n44x \cdot n45x \cdot h / (6 \cdot \text{sina} \cdot e \cdot ax4) + n45x \cdot n46x \cdot h / (6 \cdot \text{sin} \\ & b \cdot e \cdot ax5) + n46x \cdot n47x \cdot h / (6 \cdot \text{sinb} \cdot e \cdot ax6) + n47x \cdot n48x \cdot h / (6 \cdot \text{sina} \cdot e \cdot ax7) \\ & + n48x \cdot (1 - 2 \cdot h \cdot \cotana) / (6 \cdot e \cdot ax8) \end{aligned}$	δ_{44}
$\begin{aligned} \text{del45} &= l1 / (6 \cdot e \cdot ix1) - \\ & mju / (l1 \cdot g \cdot ax1) + 2 \cdot n41x \cdot n51x \cdot l1 / (6 \cdot e \cdot ax1) + 2 \cdot \\ & n42x \cdot n52x \cdot l2 / (6 \cdot e \cdot ax2) + 2 \cdot n43x \cdot n53x \cdot l1 / (6 \cdot e \cdot ax3) + n44x \cdot n54 \\ & x \cdot h / (6 \cdot \text{sina} \cdot e \cdot ax4) + n45x \cdot n55x \cdot h / (6 \cdot \text{sinb} \cdot e \cdot ax5) + n46x \cdot n56x \cdot h / \\ & (6 \cdot \text{sinb} \cdot e \cdot ax6) + n47x \cdot n57x \cdot h / (6 \cdot \text{sina} \cdot e \cdot ax7) + n48x \cdot n58x \cdot (1 - \\ & 2 \cdot h \cdot \cotana) / (6 \cdot e \cdot ax8) \end{aligned}$ $\text{del54} = \text{del45}$	$\begin{aligned} & \delta_{45} \\ & \delta_{54} \end{aligned}$
$\begin{aligned} \text{del55} &= 2 \cdot l1 / (3 \cdot e \cdot ix1) + 2 \cdot mju / (l1 \cdot g \cdot ax1) + 2 \cdot n51x \cdot n52x \cdot l1 / (6 \cdot e \cdot a \\ & x1) + 2 \cdot n52x \cdot n53x \cdot l2 / (6 \cdot e \cdot ax2) + 2 \cdot n53x \cdot n54x \cdot l1 / (6 \cdot e \cdot ax3) + n54x \cdot \\ & n55x \cdot h / (6 \cdot \text{sina} \cdot e \cdot ax4) + n55x \cdot n56x \cdot h / (6 \cdot \text{sinb} \cdot e \cdot ax5) + n56x \cdot n57x \cdot h / (6 \cdot \text{s} \\ & \text{inb} \cdot e \cdot ax6) + n57x \cdot n58x \cdot h / (6 \cdot \text{sina} \cdot e \cdot ax7) + n58x \cdot (1 - \\ & 2 \cdot h \cdot \cotana) / (6 \cdot e \cdot ax8) \end{aligned}$	δ_{55}

3.3. Розрахунок членів правої частини рівнянь

програмна формула
$r1q=q*11*(1-11)/2.$
$r2q=q*11*(1-2.*11)$
$r3q=q*1**2/8.$

4. Виклик підпрограми SAR – «Підпрограма набору системи лінійних алгебраїчних рівнянь»

5. Виклик підпрограми OBZ – «Підпрограма створення образу матриці системи лінійних алгебраїчних рівнянь»

6. Виклик підпрограми GG – розв'язку системи рівнянь

3.4. Повернення в підпрограму STRESS – розрахунок параметрів міцності і деформативності конструкції

Визначення напружень в елементах конструкції

програмна формула	Примітка
$sig1(1)=abs(Mx(1))/wx+abs(nx1(1))/ax1$	$\sigma_1=\sigma_5$
$sig2(1)=abs(mx(1))/wx+abs(nx2(1))/ax2$	$\sigma_2=\sigma_4$
$sig3(1)=abs(mx(1))/wx+abs(nx3(1))/ax3$	σ_5

3.5. Порівняння напружень з допустимими з заданою точністю розрахунку.

Програма RES видача результатів розрахунку.

7. Розрахунок жорсткісних параметрів за знайденими зусиллями і переміщеннями

Розрахунок матриці $ips=n1+n2+n3+n4$

3.1 Розрахунок геометричних параметрів конструкції.

Розрахунок одиничних силових параметрів (аналогічно)

3.2. Розрахунок коефіцієнтів при невідомих лінійних алгебраїчних рівнянь (аналогічно)

3.3. Розрахунок членів правої частини рівнянь (аналогічно)

4. Виклик підпрограми SAR – «Підпрограма набору системи лінійних алгебраїчних рівнянь»

5. Виклик підпрограми OBZ – «Підпрограма створення образу матриці системи лінійних алгебраїчних рівнянь»

6. Виклик підпрограми GG – розв'язку системи рівнянь

3.4. Повернення в підпрограму STRESS – розрахунок параметрів міцності і деформативності конструкції

Визначення напружень в елементах конструкції

3.5. Порівняння напружень з допустимими з заданою точністю розрахунку.

Програма RES видача результатів розрахунку.

8. Виклик підпрограми **STRESS 1** (розрахунок сталезалізобетонної ПНШК)

8.1 Розрахунок геометричних параметрів конструкції.

Розрахунок одиничних силових параметрів

8.2. Розрахунок коефіцієнтів при невідомих лінійних алгебраїчних рівнянь

8.3. Розрахунок членів правої частини рівнянь

9. Виклик підпрограми SAR – «Підпрограма набору системи лінійних алгебраїчних рівнянь»

5. Виклик підпрограми OBZ – «Підпрограма створення образу матриці системи лінійних алгебраїчних рівнянь»

6. Виклик підпрограми GG – розв'язку системи рівнянь

8.4. Повернення в підпрограму STRESS – розрахунок параметрів міцності і деформативності конструкції

Визначення напружень в елементах конструкції

8.5. Порівняння напружень з допустимими з заданою точністю розрахунку.

Програма RES видача результатів розрахунку.

7. Розрахунок жорсткісних параметрів за знайденими зусиллями і переміщеннями

Розрахунок матриці $ips=n1+n2+n3+n4$

8.1 Розрахунок геометричних параметрів конструкції.

Розрахунок одиничних силових параметрів (аналогічно)

8.2. Розрахунок коефіцієнтів при невідомих лінійних алгебраїчних рівнянь (аналогічно)

8.3. Розрахунок членів правої частини рівнянь (аналогічно)

9. Виклик підпрограми SAR – «Підпрограма набору системи лінійних алгебраїчних рівнянь»

5. Виклик підпрограми OBZ – «Підпрограма створення образу матриці системи лінійних алгебраїчних рівнянь»

6. Виклик підпрограми GG – розв'язку системи рівнянь

8.4. Повернення в підпрограму STRESS – розрахунок параметрів міцності і деформативності конструкції

Визначення напружень в елементах конструкції

8.5. Порівняння напружень з допустимими з заданою точністю розрахунку.

Програма RES видача результатів розрахунку.

3.4. Висновки до розділу 3

1. В розділі запропонована методика розрахунку статично-невизначених комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій з врахуванням попереднього натягу зтяжки.

2. Розроблено математичну модель, алгоритм і програмне забезпечення розрахунку статично-невизначених комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій.

3. Розроблено методику регулювання зусиль в статично-невизначених комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених конструкціях з врахуванням їх геометрії, пружних властивостей, симетричного і несиметричного зовнішнього навантаження.

4. На основі запропонованої методики розрахунку статично-невизначених комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій розроблено і теоретично досліджено вплив зусиль попереднього натягу зтяжки на напружено-деформований стан конструкцій.

5. Шляхом ітераційного розрахунку встановлено основні залежності для підбору параметрів статично невизначених комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених конструкцій при їх проектуванні.

РОЗДІЛ 4. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ТА ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ І КОМБІНОВАНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ ШПРЕНГЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

4.1. Експериментальна комбінована попередньо напружена шпренгельна конструкція.

Натурні експериментальні комбіновані сталезалізобетонні попередньо напружені шпренгельні конструкції було виготовлено відповідно до розробленої в даній роботі методики розрахунку напружено-деформованого стану на різних етапах виготовлення.

Конструктивно сталезалізобетонна комбінована конструкція представлена у вигляді двох металевих статично невизначених комбінованих систем, об'єднаних поверху монолітною залізобетонною плитою.

Загальна довжина металевої комбінованої конструкції становить 6,14 м (проліт 6,0 м), висота 0,475 м (в осях - 0,39 м). Верхній пояс металевої комбінованої статично невизначеної конструкції (рис.3.1) запроектований з прокатного двотавра №12 (поз.1) за ГОСТ 8239-89, затяжки (поз.2) - двох спарених рівнополичкових кутників 50x50x5 за ГОСТ 8509-86) і розкоси (поз.3, поз.4) – з двох спарених рівнополичкових кутників 40x40x4 за ГОСТ 8509-86) в межах прольоту. Об'єднувалися елементи фасонками (поз. 5, 6, 7) товщиною 10 мм.

На початковій стадії експерименту металева затяжка з двох спарених рівнополичкових кутників не приварювалася, а на її місце влаштовувались два паралельні тяжі з арматури Ø16 A400C (поз. 9) з попередньо виготовленими на їх кінцях різьбами M14 (рис.3.1, г, д). По верхній полиці прокатних балок для забезпечення сумісної роботи металевих попередньо напружених шпренгельних конструкцій і залізобетонної монолітної плити влаштовані арматурні гнучкі похилі петлеві анкери (поз.12) (рис. 3.1, е). Вони були виготовлені з арматури Ø8 і Ø12 класу A400C. Згідно із розрахунком крок анкерів за зсувними зусиллями прийнято 500 мм.

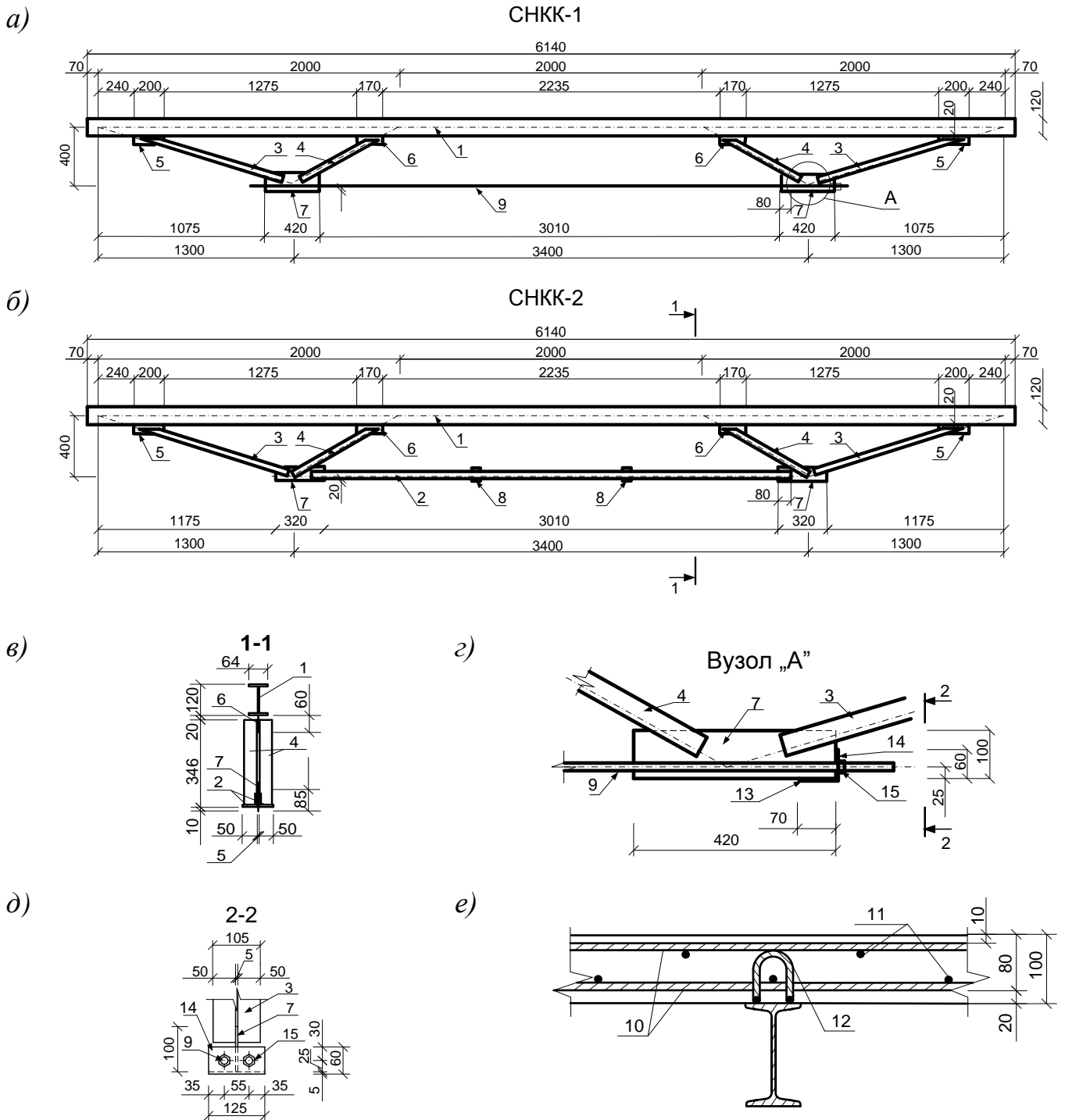


Рис. 4.1. Експериментальна статично невизначена комбінована металева шпренгельна конструкція з затяжною: а) - МШК з арматурною затяжною на початковій стадії виготовлення; б) - МШК з металевим шпренгелем на початковій стадії виготовлення; в) - розріз в середній частині прольоту конструкції; г), д) – нижній вузол підвіски з елементами натягу арматурних стержнів; е) – анкерування металевої і залізобетонної частин конструкції

СНKK

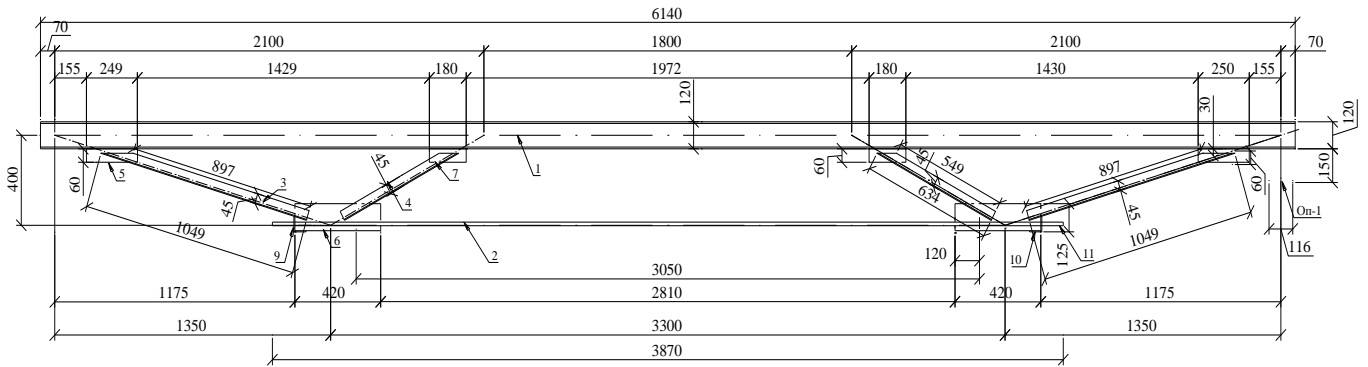


Рис. 4.2. Робоче креслення експериментальної статично невизначеної комбінованої металевої конструкції з затяжкою

Поміж собою МШК об'єднані металевими зв'язками. З'єднання металевих частин МШК виконано за допомогою електродугового ручного зварювання з використанням відповідно до ГОСТ 9467-75 електродів Э-42.

Натурна конструкція складається з двох ідентичних МШК, крок між якими становить 2,0 м. Металеві МШК влаштовані на опори з фундаментних блоків ФБС-24.4.6 (рис.4.3). Поверху двох металевих МШК після натягу арматурних стержнів (поз.11) влаштовується монолітна залізобетонна плита товщиною 10 см.



Рис. 4.3. Статично невизначені комбіновані металеві шпренгельні конструкції на початковій стадії виготовлення

МШК влаштовані на опори з фундаментних блоків.



Рис. 4.4. Експериментальна модель комбінованої сталезалізобетонної попередньо напруженої шпренгельної конструкції на стадії її виготовлення: а – поздовжній вигляд; б – вигляд знизу

4.2. Контрольно-вимірювальні прилади.

Для визначення характеру роботи конструкції під навантаження і під час її виготовлення шляхом фіксації напружень і деформації, що виникали у дослідному зразку, використовувалися ряд вимірювальних приладів.

Поздовжні деформації елементів МШК вимірювалися за допомогою тензорезисторів на базі 20 мм, які обслуговувалися автоматичним вимірювачем деформацій АВД-4М, і мікроіндикаторами на базі 100 і 200 мм (рис.4.5).

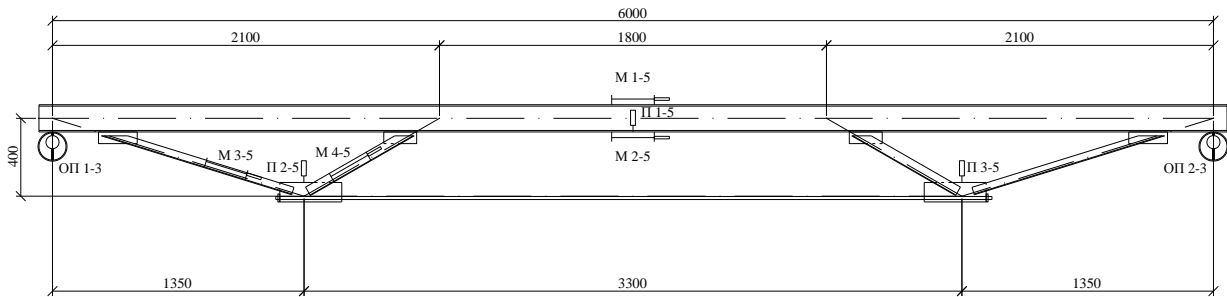
Прогини конструкції визначалися прогиномірами 6ПАО (рис. 4.6, 4.7).

Прикладені та постійні навантаження контролюються за допомогою круглих опорних динамометрів з влаштованими в них мікроіндикаторами на базі 100 мм (рис. 4.5, рис.4.6).



Рис. 4.5. Монтаж дослідного обладнання на МШК

а)



б)

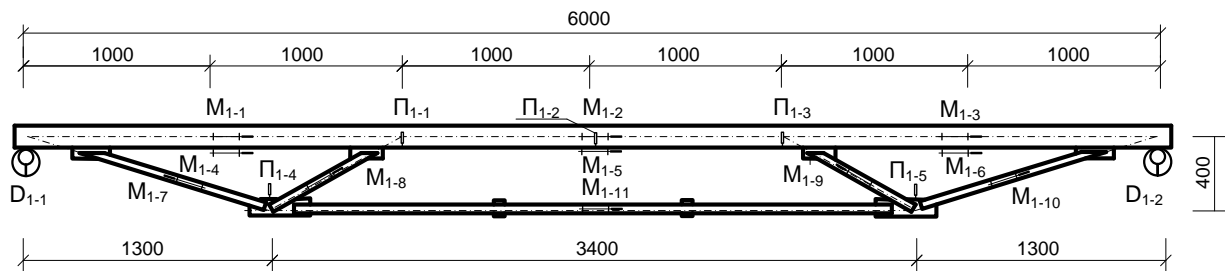


Рис. 4.6. Схема розміщення вимірювальних приладів: а) – до створення попередньо напруження в МШК; б) – після приварення металевих затяжок (М – мікроіндикатори, П- прогиноміри)

Натяг в затяжці створюється за допомогою ручного динамометричного ключа (рис.4.7).

Напруження в металевій шпренгельній конструкції визначаємо за допомогою вимірювань поздовжніх деформацій в елементах конструкції, використовуючи мікроіндикатори годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм. Їх влаштуємо згідно схеми розташування вимірювальних приладів на рис. 4.5, рис.4.6, рис.4.7. Для їх прикріплення використовуємо, попередньо приклеєні у необхідних місцях конструкції, металеві тримачі з базою 200 мм.

Прогини конструкції вимірювали прогиномірами ПАО-6 та індикаторами годинникового типу з цінами поділки 0,01 мм. Прогиноміри закріплюються відповідно до схеми розміщення вимірювальних приладів до металевій шпренгельній конструкції за допомогою струбцин. Для кріплення індикаторів використовується окрема жорстка рама, яка не зв'язана з конструкцією. Згідно рис. 4.8, рис.4.9 прогини в конструкції визначаються у вузлах та посередині прольотів

металевої частини, а також між двома металевими конструкціями в середній зоні плити.



Рис. 4.7. Здійснення попереднього натягу в зтяжці МШК за допомогою ручного динамометра

Під час випробовувань фіксували утворення та розвитком тріщин. Виникнення тріщин і вимірювання ширини їхнього розкриття здійснювали за допомогою мікроскопа МПБ-3.

Для вимірювання напружень в залізобетонній монолітній плиті використовуються тензорезистори з базою 20 мм, з електричним опором 99,5...100,5 Ом, а також в кількох місцях мікроіндикатори. Тензорезистори обслуговуються автоматичним вимірювачем деформацій АВД-4М.

При бетонуванні експериментальних конструкцій з тієї ж бетонної суміші виготовлялися контрольні куби та призми. Для визначення міцнісних характеристик бетону було виготовлено 6 дослідних зразків-кубів розміром 100×100×100 мм (рис.4.10), 6 дослідних зразків-кубів розміром 200×200×200 мм та 4 призми 100×100×400.

Зразки-кубики виготовлялися в тих же умовах, що й дослідні конструкції – при температурі навколишнього середовища від +12 до +18°С. Заливку бетонної суміші проводили в інвентарні розбірні металеві форми. Кубики зберігались на вулиці поряд із дослідними конструкціями. Відкриті верхні поверхні елементів конструкцій, контрольних кубиків і призм протягом двох тижнів природного

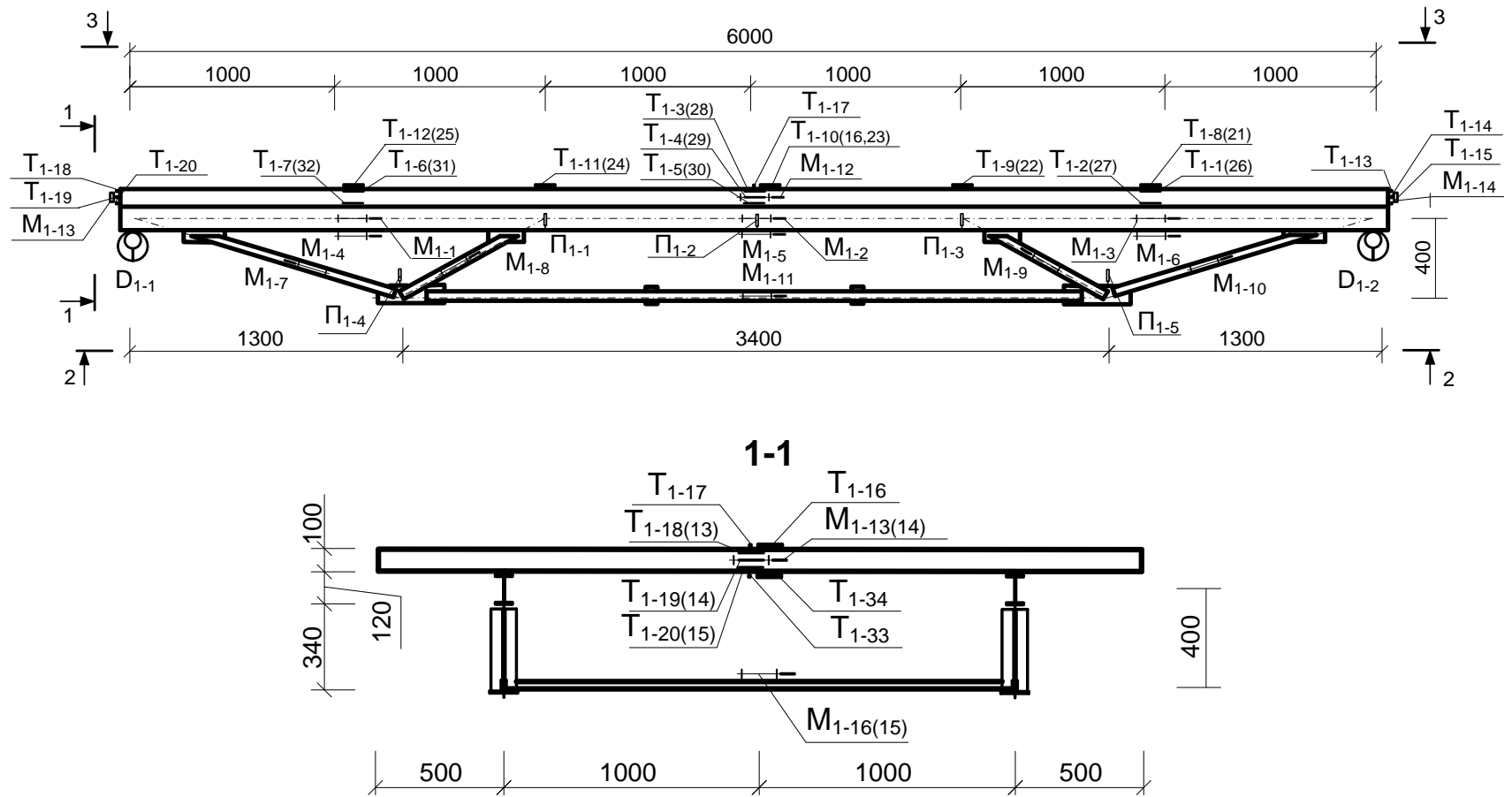


Рис. 4.8. Схема розміщення вимірювальних приладів в експериментальній комбінованій сталезалізобетонній попередньо напруженій шпренгельній конструкції

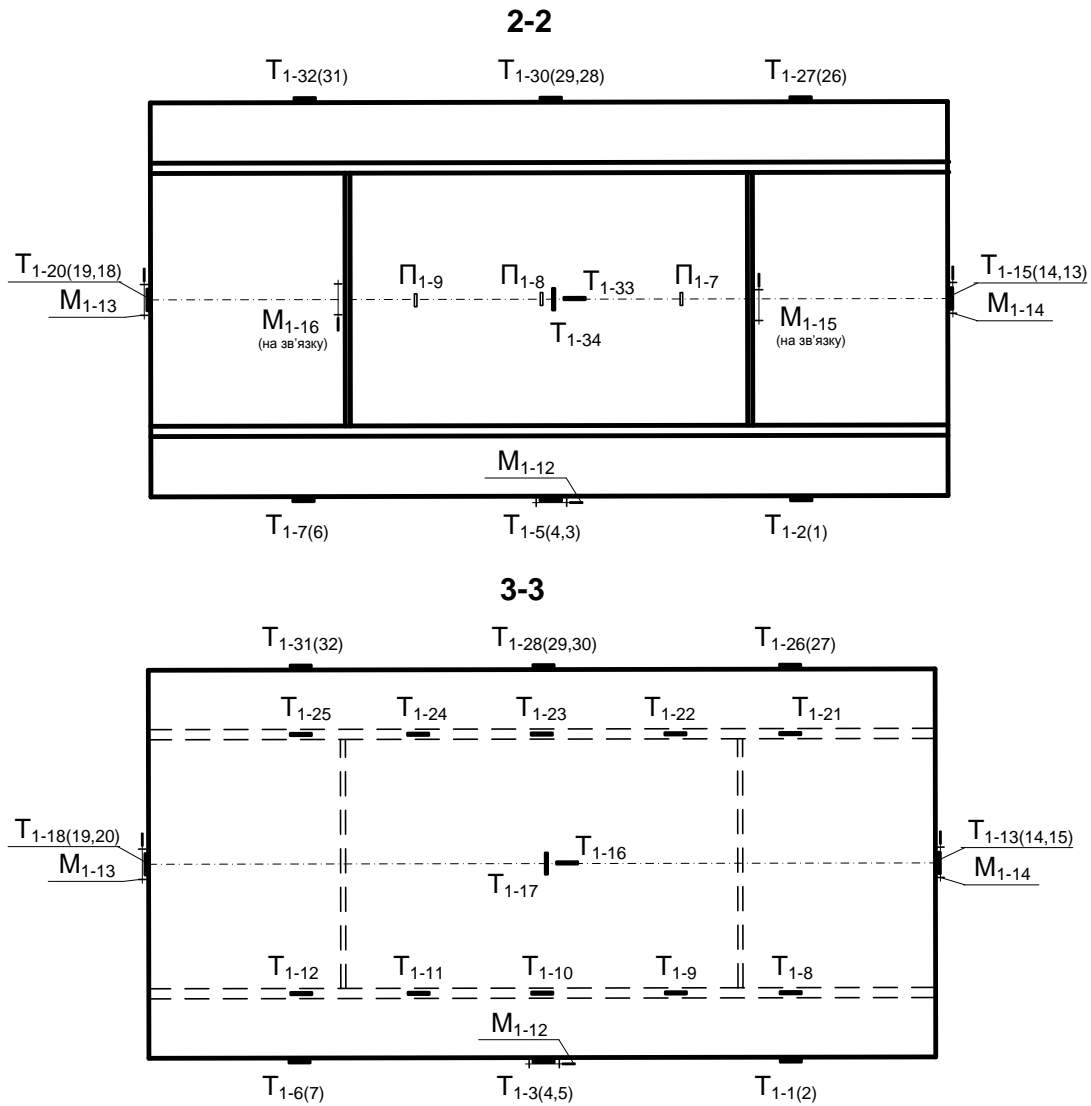


Рис. 4.9. Схема розміщення вимірювальних приладів на залізобетонній плиті в експериментальній комбінованій сталезалізобетонній попередньо напруженій шпренгельній конструкції

твердіння бетону зволожувалися, після чого дослідні зразки були звільнені від розбірних елементів форм.

Бетонну суміш замовляли на ТОВ «Щирецький завод залізобетонних виробів» та доставляли на місце автобетонозмішувачем.

Склад бетону плит прийнято Ц:П:Щ = 1:1,28:2,55, при водоцементному відношенні В/Ц = 0,45 [65].

Бетон для монолітних плит виконували на основі портландцементу марки М500 Миколаївського цементного заводу.

Як дрібний заповнювач було використано пісок Ясницького кар'єру (с.Ясницька, Яворівський р-н., Львівська обл.) фракції 1,32-1,36 мм та модулем крупності $M_{кр} = 1,4$.



Рис. 4.10. Дослідні бетонні зразки-куби 100×100×100 мм та їх випробування

Крупним заповнювачем слугував гранітний щебінь фракції 5-20 мм із родовища Клесівське II (сmt. Клесів, Сарненського р-ну, Рівненської обл.).

Воду для бетонування використовували звичайну, водопровідну, питної якості.

Вкладання суміші в конструкції виконувалось за допомогою крана з баді. Після вкладання суміші проходило обов'язкове вібрування.

Випробування проводили після набирання бетоном проектної міцності (не раніше 28 діб з часу бетонування).

Прогини конструкції контролювали посередині прольоту і у вузлах СНКК, також фіксувались прогини в середній частині плити між металевими конструкціями (рис.4.8, рис.4.9, рис.4.10, рис.4.11).

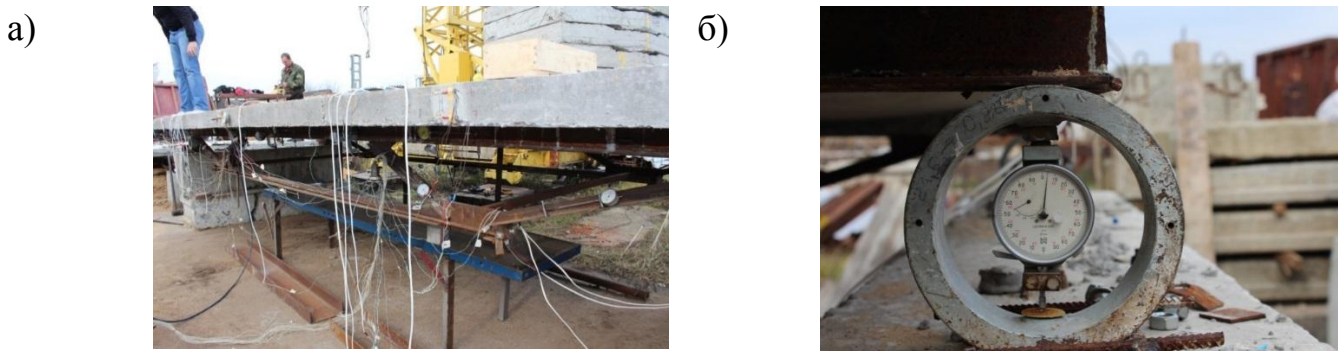


Рис. 4.11. Схема розміщення вимірювальних приладів на залізобетонній плиті в експериментальній комбінованій сталезалізобетонній ПНШК

Випробування взірців виконували для визначення реальних характеристик бетону, які в подальшому використовували для розрахунку.

Клас бетону плит визначався за випробуваннями шести кубиків на стиск на початку і наприкінці випробувань конструкцій.

Початковий модуль деформацій бетону визначався за результатами випробувань двох призм розмірами 100x100x400 мм на початку й двох призм наприкінці випробувань конструкцій.

Завантаження призм під час випробування, згідно з рекомендаціями, виконувалося ступенями по 25 кН, що становило приблизно 10 % від величини руйнівного навантаження. Деформації бетону призм на її гранях у поздовжньому напрямку вимірювались переносним мікроіндикатором з базою 150 мм і ланцюжками з двох електродавачів опору з базою 20 мм, а в перпендикулярному напрямку – такими самими електродавачами опору.

Після досягнення 80 % передбачуваного руйнівного навантаження продовжувалось поступове повільне завантаження призм до руйнування.

Початковий модуль деформацій бетону обчислювався за деформаціями чотирьох граней призм і напруженнями, які не перевищували 0,2 від руйнівних.

Фізико-механічні характеристики дослідних конструкцій у момент випробувань визначались лінійною інтерполяцією їхніх значень, отриманих під час випробування контрольних кубиків і призм.

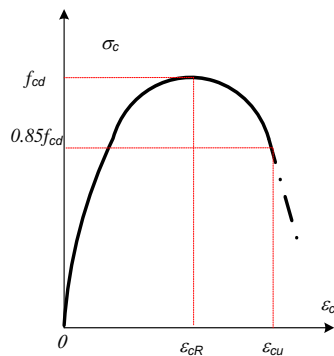


Рис. 4.12. Діаграма стиснення бетону $\sigma_c - \varepsilon_c$

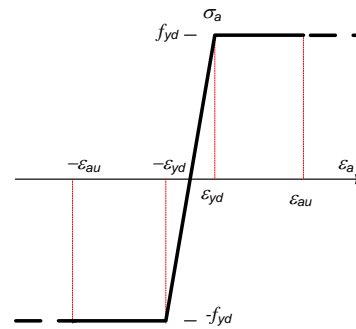


Рис. 4.13. Діаграма стиснення-розтяг для сталі ПНШК $\sigma_a - \varepsilon_a$

Міцність бетону визначались згідно з [64, 66, 67] шляхом випробування контрольних кубиків 150x150x150 мм і призм 150x150x600 мм по три для кожного складу (рис. 4.10).

Залежність $f_c - \varepsilon_c$ для всіх класів бетону не прямо пропорційна навантаженню (рис. 4.14). Згідно отриманих поздовжніх і поперечних деформацій при навантаженні 30% від руйнуючого визначався початковий модуль пружності E_{cm} і коефіцієнт поперечних деформацій ν , як про це вказано в [64, 66, 67].

Поздовжні і поперечні деформації вимірювались за допомогою електротензорезисторів, що розміщувались по чотирьох гранях призм. Середні характеристики міцності бетону приводяться в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1

Фізико-механічні характеристики бетонних зразків

Кубикова міцність $f_{cm, cube}, \text{МПа}$	Середня призмova міцність $f_{c, prism}, \text{МПа}$	Початковий модуль пружності $E_{cm} \cdot 10^3, \text{МПа}$	Коефіцієнт Пуассона, ν
25,2	21,7	27,9	0,22

Арматура плити виконувалася зі стрижнів однієї партії. Фактична площа її поперечних перерізів визначалася за допомогою зважування зразків завдовжки по 400 мм – по одному зразку для кожної дослідної конструкції. Ці зразки були

випробувані на розтяг для визначення фізико-механічних властивостей арматури (рис. 4.15) [46 - 49].

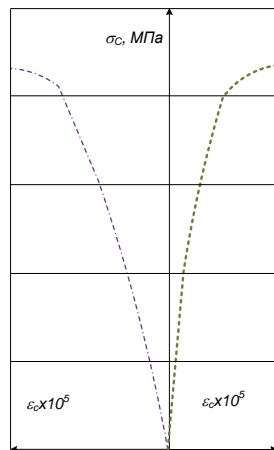


Рис. 4.14. Залежність f_c – ϵ_c за результатами випробувань бетонних призм



Рис. 4.15. Випробування на розрив зрізків арматури

Під час випробування зразків арматури навантаження прикладалося ступенями по 20 кН із точністю 0,25 кН. Після трихвилинної витримки навантаження на одній ступені записувалися показання двох, симетрично розташованих важільних тензометрів з базою 20 мм. Деформації при текучості зразків і повна їх величина під час розриву визначалися за діаграмами зусилля-деформація, зафіксованих самописом розривної машини.

Основні фізико-механічні характеристики сталевих виробів наведені у табл. 4.2.

Таблиця 4.2.

Фізико-механічні характеристики сталевих елементів

Тип арматури	Фактична площа A_{sp} , см ²	Межа текучості f_{yn} , МПа	Тимчасовий опір f_{un} , МПа	Модуль пружності $E_s \cdot 10^5$, МПа	Абсолютне видовження $\epsilon_{s,w}$, %
Ø 10	0,785	518	644	2,0	14
Ø 12	1,131	519	652	2,0	9
Ø 25	4,909	518	637	2,0	10
Двогавр №12	14,70	323	487	2,06	14,2
Кутник 45x45x5	4,29	267	494	2,06	18,3
Кутник 50x50x5	4,80	284	502	2,06	16,5

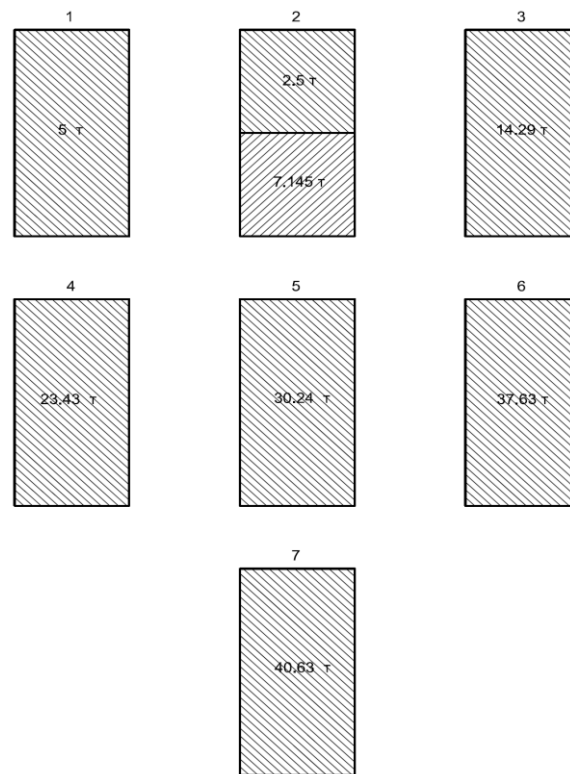


Рис. 4.16. Стадії навантаження дослідних ПНШК



Рис. 4.17. Загальний вигляд навантаженого зразка ПНШК

Рівномірність розподілення навантаження по конструкції контролювалось за допомогою чотирьох протарованих кільцевих динамометрів, розташованих на опорах конструкції.

4.3. Проведення експериментальних досліджень.

1. Прикладаємо навантаження до нижніх поясів двох МШК, створюючи попереднє напруження, до утворення вигину в балках жорсткості до $30 \text{ мм} \leq f = [6000/200]$ або до досягнення максимального допустимого напруження в елементах СНКК.

Згідно закону Гука

$$\sigma = \Delta l * E / l = N / A_s, \quad (4.1)$$

де N - зусилля натягу стержня;

l - відстань між анкерними упорами стержнів .

При максимальному зусиллі натягу стержнів 2Ø16A400С зусилля становить:

$$N_1 = \sigma * A_s = 3650 * 4.02 = 146.73 \text{ кН}. \quad (4.2)$$

В просторовій системі МШК при прикладанні зусилля натягу $N_1 = 146.73 \text{ кН}$ зміщення вузлів в просторовій системі складає (рис. 4.18):

$$\Delta l_1 = 3.19 + 3.83 = 7.02 \text{ мм}. \quad (4.3)$$

Прийmemo, що $\Delta l_2 = \lambda = 1 \text{ мм}$ – обтиск шайб, розміщених поміж гайками та упорами.

Загальне фактичне видовження стержнів становить:

$$\Delta l = \Delta l_1 - 2\Delta l_2 = 7.02 - 2 * 1.0 = 5.02 \text{ мм}. \quad (4.4)$$

Отриманому видовженню відповідає зусилля натягу:

$$N_1 = \Delta l * E * A_s / l = 0.502 * 2 * 10^6 * 4.02 / 365 = 110.58 \text{ кН}. \quad (4.5)$$

Величина крутного моменту на динамометричному ключі при закручування однієї гайки становить:

$$M_{кр} = 11058 * 0.2 * 14 / (2 * 100) = 155 \text{ Нмм} \quad (4.6)$$

При створенні зусилля попереднього натягу в затяжках МШК працює за наступною схемою (рис.4.18).

Отримані таким чином теоретичні результати достатньо підтверджуються експериментальними дослідженнями (рис.4.19).

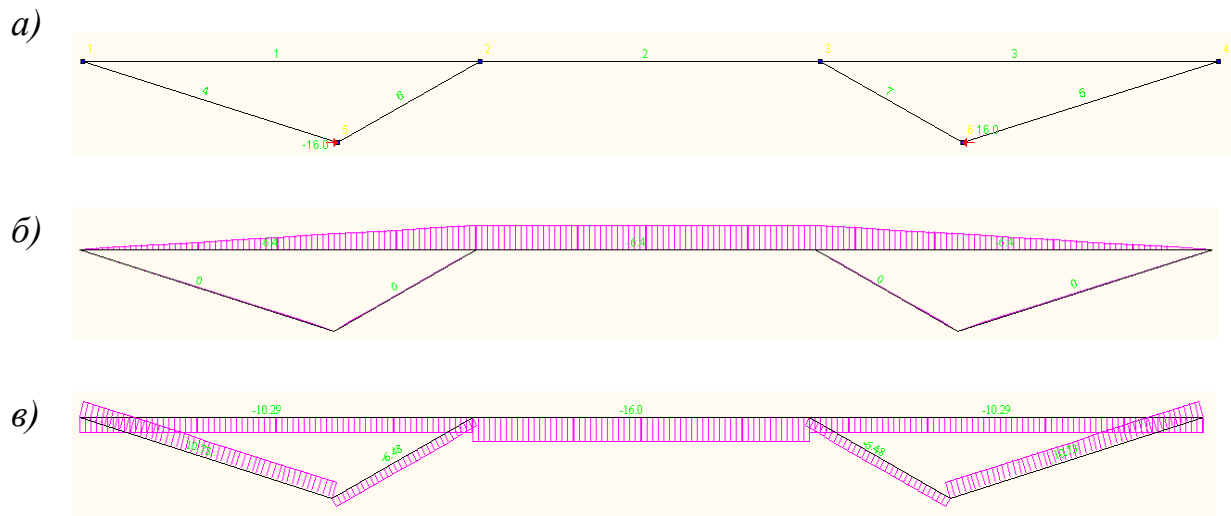


Рис. 4.18. Завантаження металевої МШК попереднім натягом зтяжки $P=9.1$ кН: а) – розрахункова схема; б) – епюра згинальних моментів; в) – епюра поздовжніх сил

Перевіримо напруження в балці МШК:

- другий проліт:

- крайнє волокно сталевій нижньої полички:

$$\sigma_{s2} = \frac{M_1}{W} + \frac{N_1}{A} = \frac{6.4 \cdot 10^3}{58.4 \cdot 10^{-6}} \cdot 10^{-6} + \frac{16 \cdot 10^3}{14.7 \cdot 10^{-4}} \cdot 10^{-6} = 120.47 \text{ МПа}; \quad (4.7)$$

- крайнє волокно сталевій верхньої полички:

$$\sigma'_{s2} = \frac{M_1}{W} - \frac{N_1}{A} = \frac{6.4 \cdot 10^3}{58.4 \cdot 10^{-6}} \cdot 10^{-6} - \frac{16 \cdot 10^3}{14.7 \cdot 10^{-4}} \cdot 10^{-6} = 98.7 \text{ МПа}; \quad (4.8)$$

- центр ваги бетонної полички:

$$\sigma_{b2} = 0 \text{ МПа.}$$

- перший і третій проліт:

- крайнє волокно сталевій нижньої полички:

$$\sigma_{s1} = \frac{M_1}{W} + \frac{N_1}{A} = \frac{6.4 \cdot 10^3}{58.4 \cdot 10^{-6}} \cdot 10^{-6} + \frac{10.29 \cdot 10^3}{14.7 \cdot 10^{-4}} \cdot 10^{-6} = 116.59 \text{ МПа}; \quad (4.9)$$

- крайнє волокно сталевій верхньої полички:

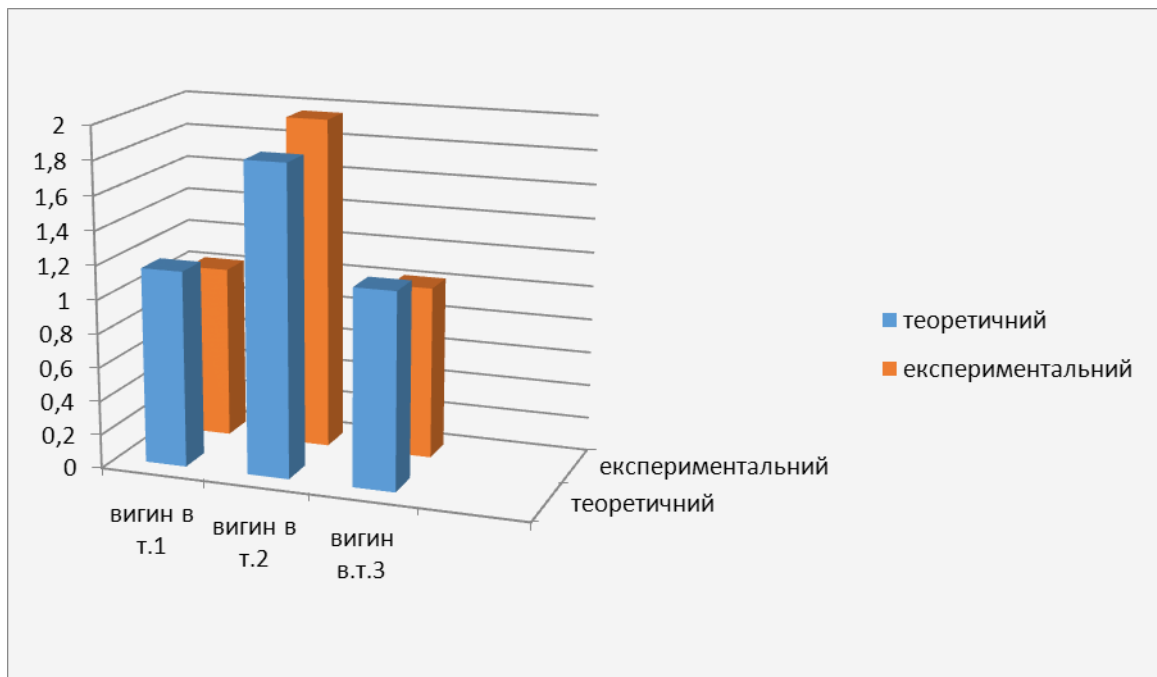


Рис. 4.20. Порівняння результатів вертикальних переміщень, отриманих в ході теоретичних розрахунків, і експериментальних випробувань

2. Поверх металевих МШК бетонуємо монолітну залізобетонну плиту товщиною 120 мм. Крок металевих МШК становить 2 м і консольні ділянка довжиною 0,5 м (рис.4.21).



Рис. 4.21. Армування залізобетонної плити комбінованої сталезалізобетонної попередньо напруженої шпренгельної конструкції

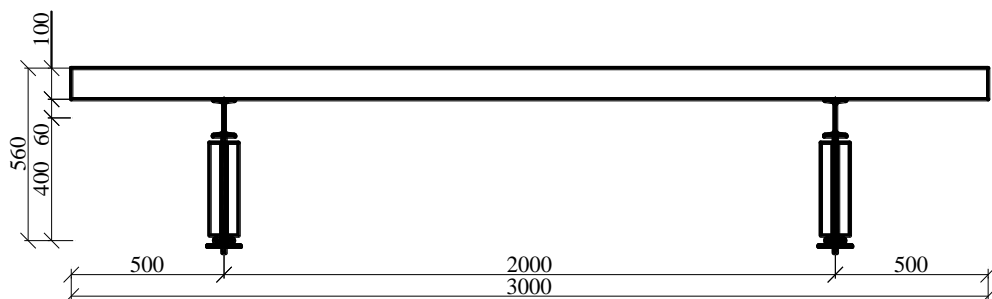


Рис. 4.22. Поперечний розріз сталезалізобетонної ПНШК.

Навантаження від залізобетонної плити і опалубки на металеві шпренгельні конструкції становитиме 4,5 кН/м. В результаті отримаємо наступні зусилля (рис.4.23):

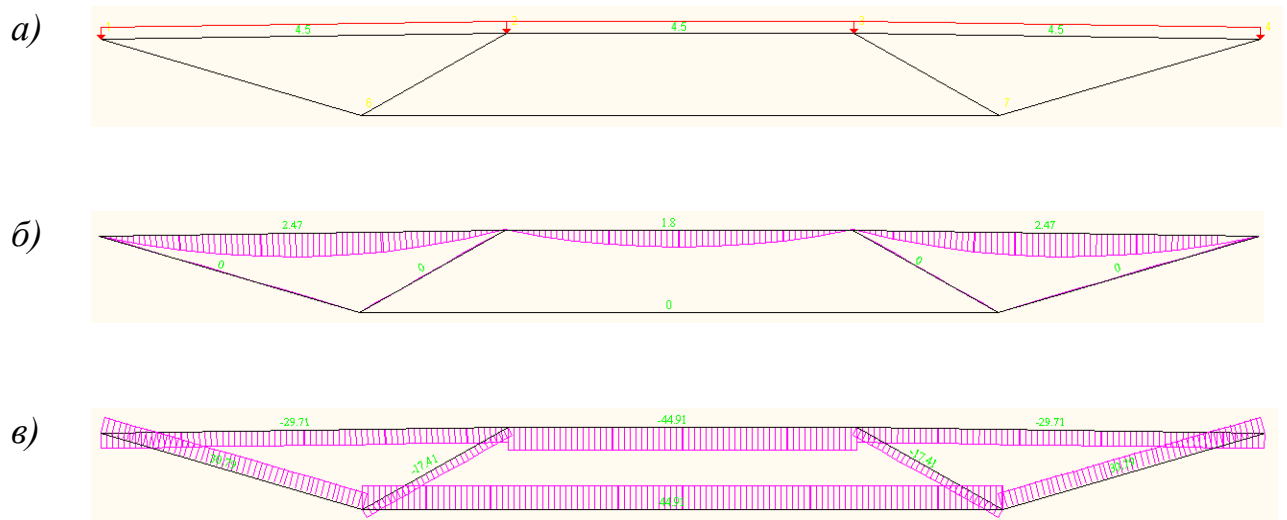


Рис. 4.23. Навантаження від залізобетонної плити на МШК $q=4,5\text{кН/м}$: а) – розрахункова схема; б) – епюра згинальних моментів; в) – епюра поздовжніх сил

Загальна епюра моментів зображена на рис 4.24:

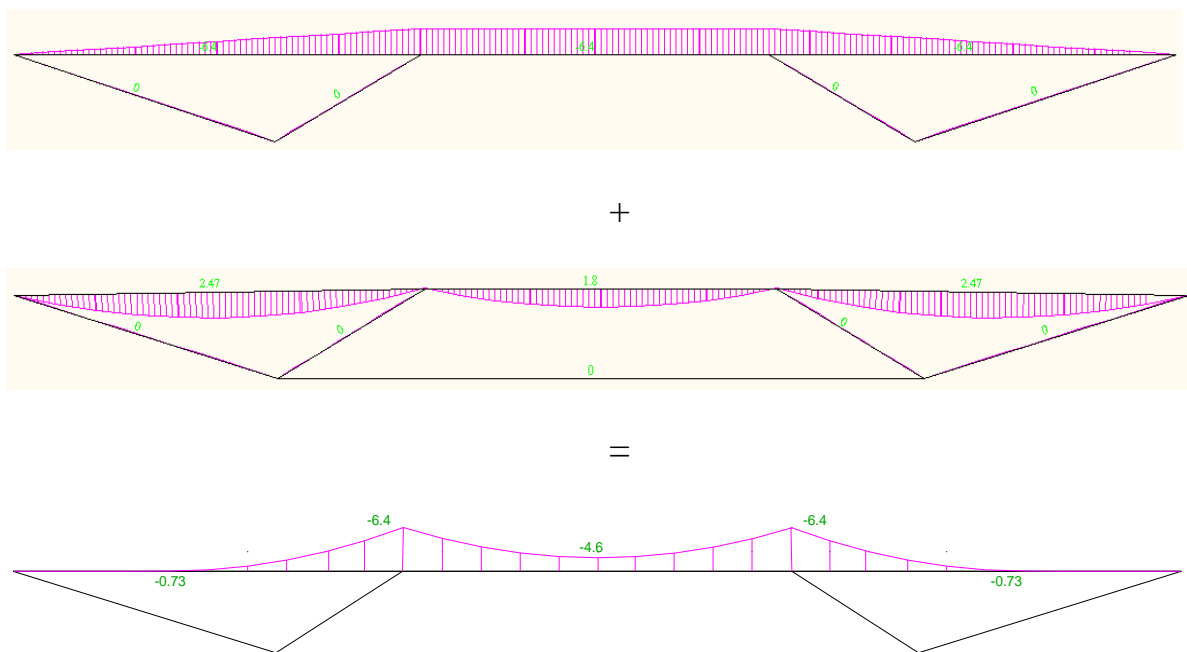


Рис. 4.24. Загальна епюра моментів в МШК від попереднього натягу і залізобетонної плити

Загальна епюра поздовжніх сил зображена на рис. 4.25:

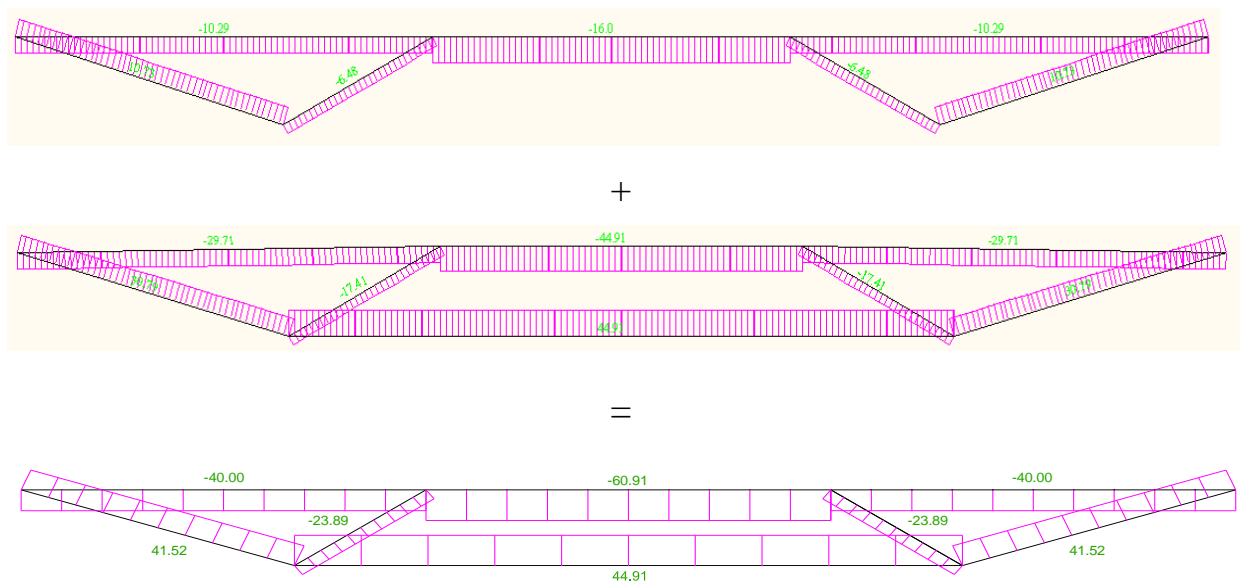


Рис. 4.25. Загальна епюра згинальних моментів в МШК від попереднього натягу і залізобетонної плити

Переміщення на початку етапу:

$$z_1^{\pi} = 0; z_2^{\pi} = 29,82 \text{ мм}; z_3^{\pi} = 29,82 \text{ мм}; \quad (4.11)$$

$$z_4^{\pi} = 0; z_5^{\pi} = 19,02 \text{ мм}; z_6^{\pi} = 19,02 \text{ мм}. \quad (4.12)$$

Переміщення при проведенні другого етапу:

$$z_1^e = 0; z_2^e = -8,16 \text{ мм}; z_3^e = -8,16 \text{ мм}; \quad (4.13)$$

$$z_4^e = 0; z_5^e = -5,65 \text{ мм}; z_6^e = -5,65 \text{ мм}. \quad (4.14)$$

Загальні переміщення:

$$z_i^k = z_i^{\pi} + z_i^e; \quad (4.15)$$

$$z_2^k = 21,66 \text{ мм}; z_3^k = 21,66 \text{ мм}; \quad (4.16)$$

$$z_5^k = 13,37 \text{ мм}; z_6^k = 13,37 \text{ мм}. \quad (4.17)$$

Перевіримо напруження в балці СНКК:

- середина другого прольоту:

- крайнє волокно сталевій нижньої полицки:

$$\sigma_{s2} = \frac{M_1}{W} + \frac{N_1}{A} = \frac{4.6 \cdot 10^3}{58.4 \cdot 10^{-6}} \cdot 10^{-6} + \frac{60.91 \cdot 10^3}{14.7 \cdot 10^{-4}} \cdot 10^{-6} = 120.2 \text{ МПа}; \quad (4.18)$$

- крайнє волокно сталевій верхньої полицки:

$$\sigma'_{s2} = \frac{M_1}{W} - \frac{N_1}{A} = \frac{4.6 \cdot 10^3}{58.4 \cdot 10^{-6}} \cdot 10^{-6} - \frac{60.91 \cdot 10^3}{14.7 \cdot 10^{-4}} \cdot 10^{-6} = 37.33 \text{ МПа}; \quad (4.19)$$

- центр ваги бетонної полицки: $\sigma_{b2} = 0 \text{ МПа}$. (4.20)

Таблиця 4.4.

Результати експериментальних досліджень під час бетонування.

Визначення додаткових прогинів

Стадії	ПМ 1-5		Σf , мм	ПМ 2-5		Σf , мм	ПМ 3-5		Σf , мм
До бетонування	2525	-516.5		3046	-392		1948.5	-378	
Після бетонування	3041.5		-5.165	3438		-3.92	2326.5		-3.78

Таблиця 4.5.

Результати експериментальних досліджень під час бетонування.

Визначення додаткових напружень

Стадії	М I 2-5		σ , МПа	М I 3-5		σ , МПа	М I 4-5		σ , МПа
До бетонування	504	0	0	655.5	3.5	32.3	445.5	4.5	41.2
Після бетонування	504			652			441		

Напруження в нижньому волокні верхньої полицки згідно експерименту не змінилися, а в розрахунку зменшилося на $100 \cdot (120,47 - 120,2) / 120,47 = 0,2 \%$ (рис. 4.26):

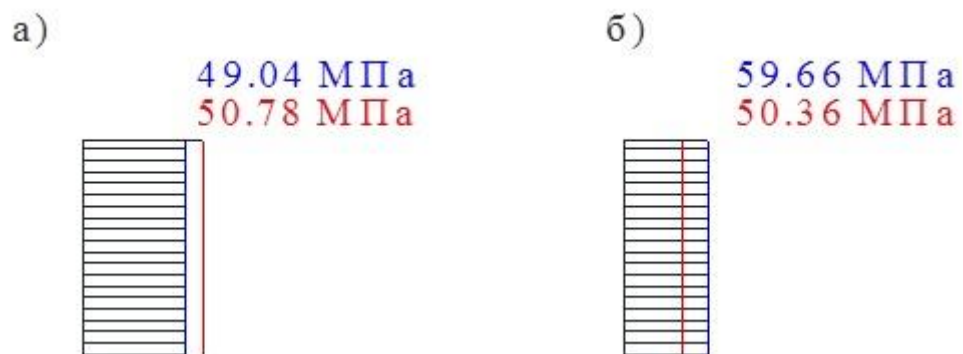


Рис. 4.26. Порівняння розрахункових (синій колір) і експериментальних (червоний колір) напружень в елементах МШК після бетонування з врахуванням попереднього етапу: а) стержні 4, 5; б) стержні 6, 7

3. Приварюємо в якості нижнього поясу два спарених рівносторонніх кутники 50x5. Таким чином верхній пояс МШК змінить свої характеристики внаслідок сумісної роботи металевої балки і залізобетонної плити. Здійснюємо відпуск арматури (рис. 4.27).

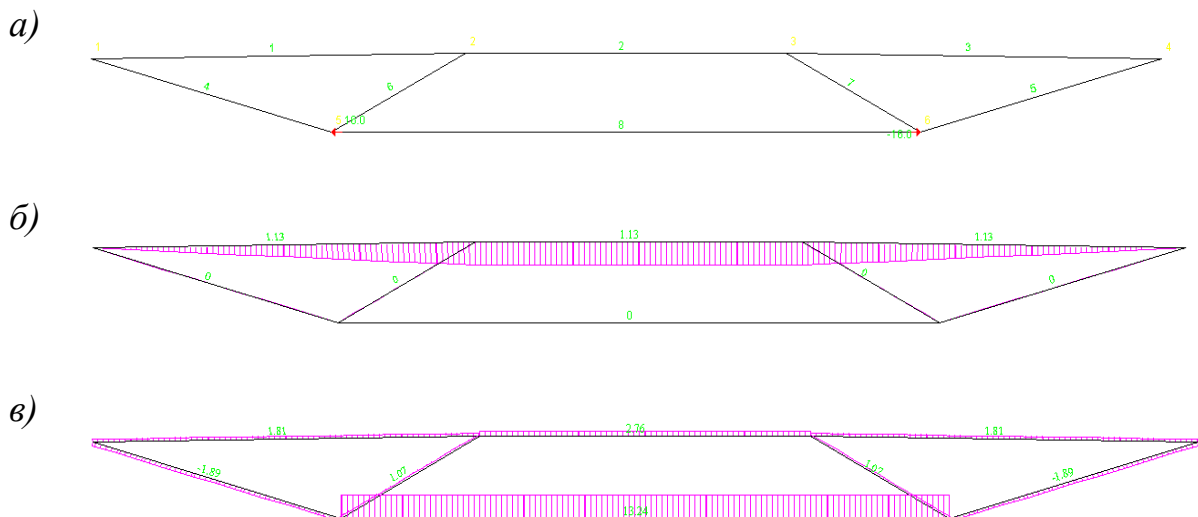


Рис. 4.27. Відпуск арматури (затяжки): а) – розрахункова схема; б) – епюра згинальних моментів; в) – епюра поздовжніх сил

Загальна епюра моментів від відпуску зображена на рис 4.28:

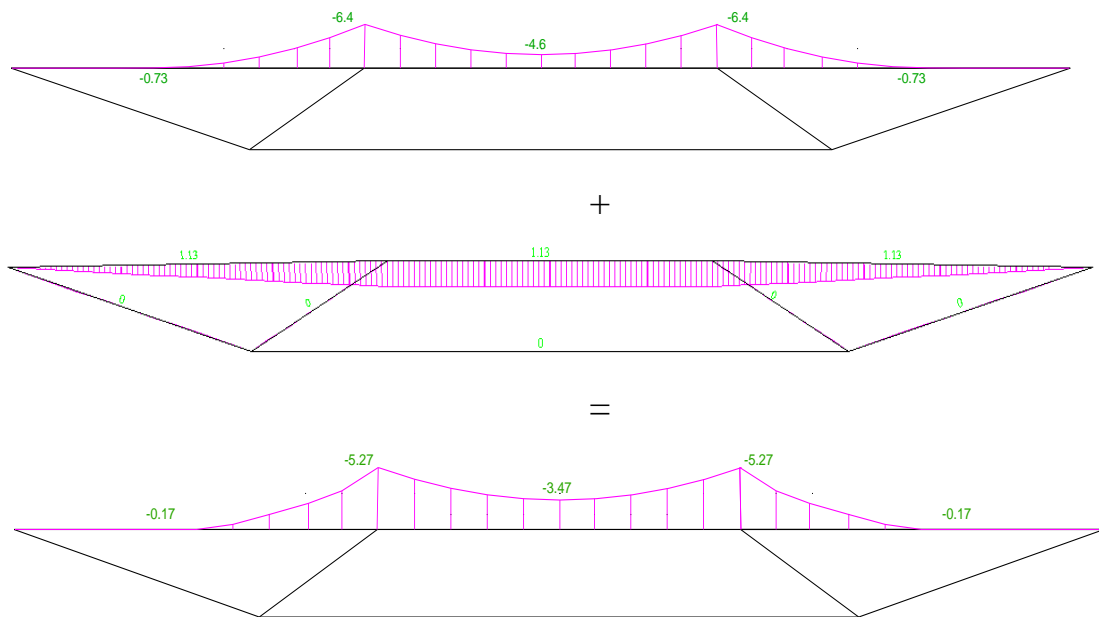


Рис. 4.28. Загальна еюра моментів в МШК від відпуску арматури

Переміщення на початку етапу:

$$z_1^{\Pi} = 0; z_2^{\Pi} = 21,66 \text{ мм}; z_3^{\Pi} = 21,66 \text{ мм}; \quad (4.21)$$

$$z_4^{\Pi} = 0; z_5^{\Pi} = 13,37 \text{ мм}; z_6^{\Pi} = 13,37 \text{ мм}. \quad (4.22)$$

Переміщення при проведенні другого етапу:

$$z_1^e = 0; z_2^e = -0,65 \text{ мм}; z_3^e = -0,65 \text{ мм}; \quad (4.23)$$

$$z_4^e = 0; z_5^e = -0,4 \text{ мм}; z_6^e = -0,4 \text{ мм}. \quad (4.24)$$

Загальна еюра поздовжніх сил від відпуску зображена на рис 4.29:

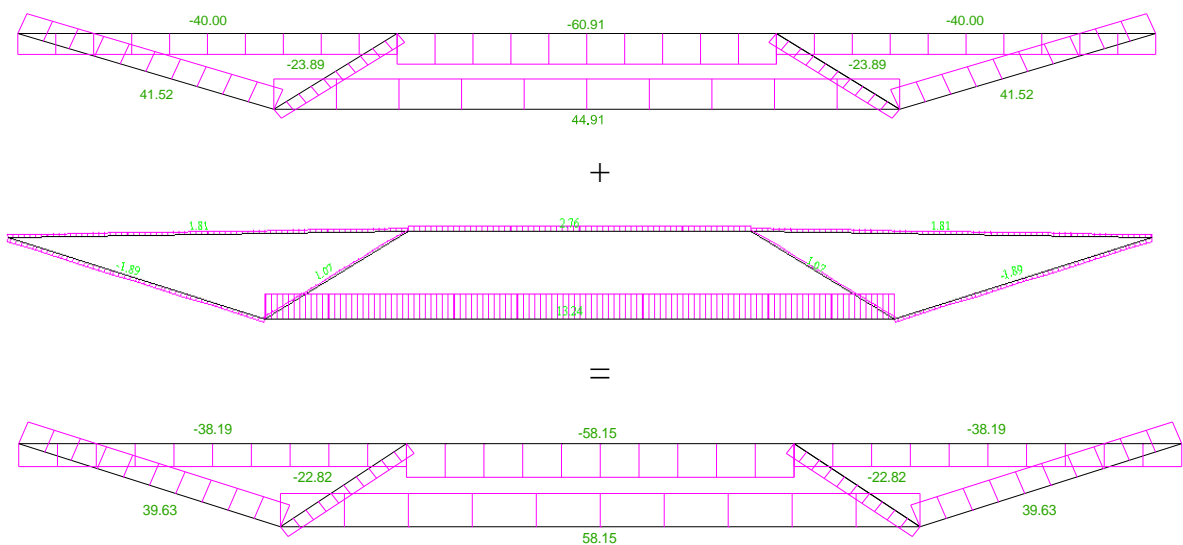


Рис. 4.29. Загальна еюра поздовжніх сил в МШК від відпуску арматури

$$\text{Загальні переміщення: } z_i^k = z_i^n + z_i^e; \quad z_2^k = 21,01 \text{ мм}; \quad (4.25)$$

$$z_3^k = 21,01 \text{ мм}; \quad z_5^k = 12,97 \text{ мм}; \quad z_6^k = 12,97 \text{ мм}. \quad (4.26)$$

4. Довантажуємо конструкцію за допомогою фундаментних блоків на 13,5 кН/м.

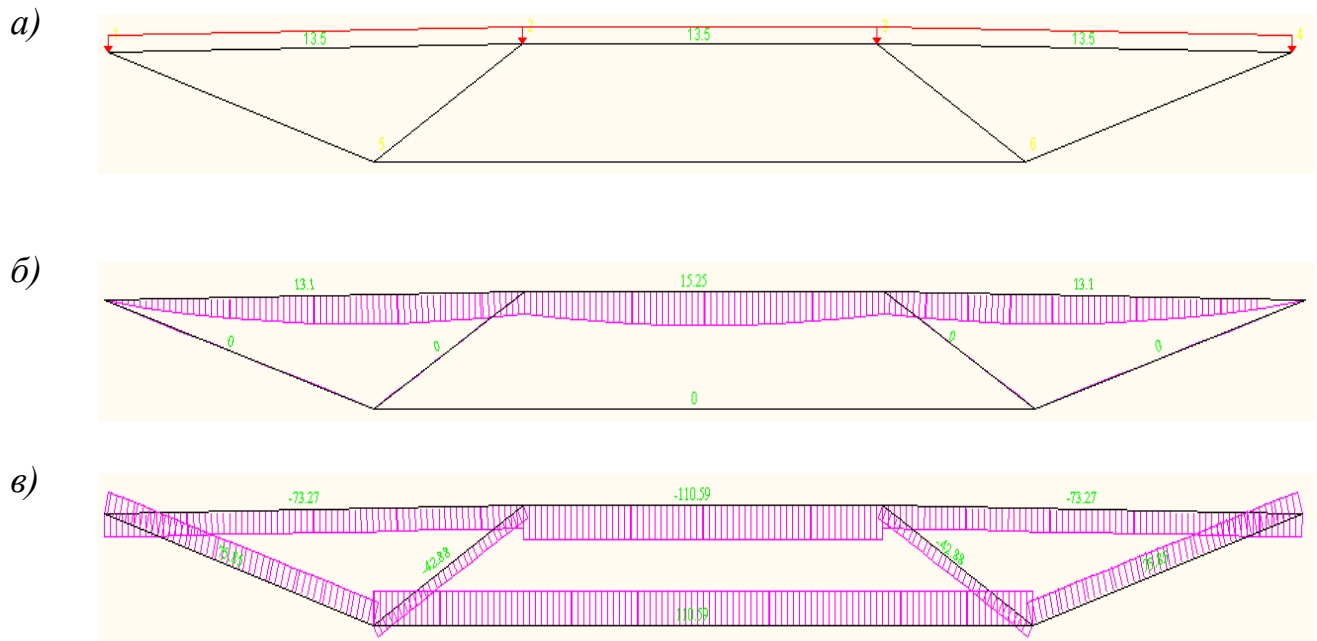


Рис. 4.30. Навантаження від фундаментних блоків: а) – розрахункова схема; б) – епюра згинальних моментів; в) – епюра поздовжніх сил

Переміщення на початку етапу:

$$z_1^n = 0; \quad z_2^n = 21,01 \text{ мм}; \quad z_3^n = 21,01 \text{ мм}; \quad (4.27)$$

$$z_4^n = 0; \quad z_5^n = 12,97 \text{ мм}; \quad z_6^n = 12,97 \text{ мм}. \quad (4.28)$$

Переміщення при проведенні другого етапу:

$$z_1^e = 0; \quad z_2^e = -8,62 \text{ мм}; \quad (4.29)$$

$$z_3^e = -8,62 \text{ мм}; \quad z_4^e = 0; \quad (4.30)$$

$$z_5^e = -6,03 \text{ мм}; \quad z_6^e = -6,03 \text{ мм}. \quad (4.31)$$

Загальна епюра моментів після завантаження блоками зображена на рис. 4.31:

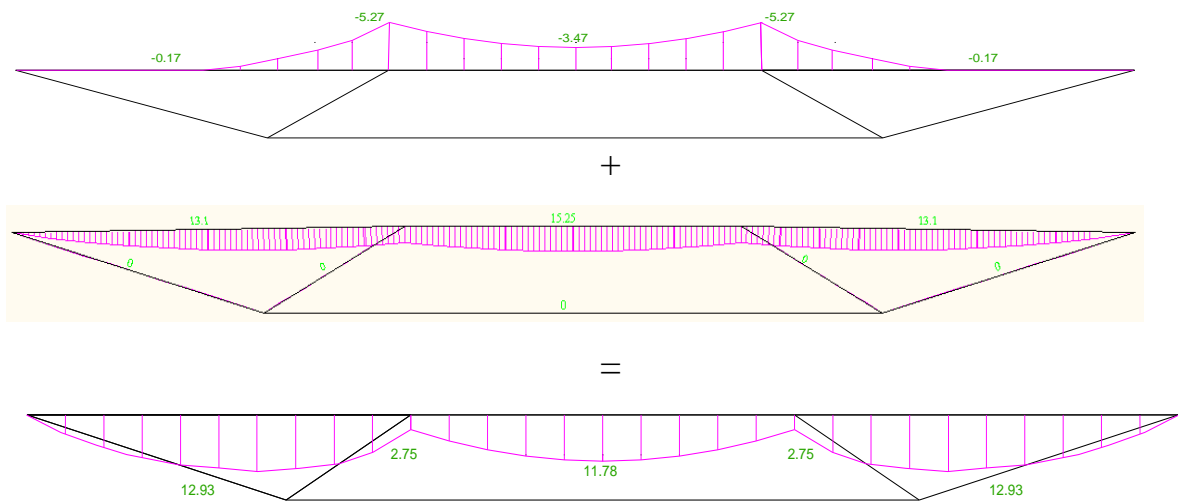


Рис. 4.31. Загальна еюра моментів в МШК після привантаження фундаментними блоками

Загальна еюра поздовжніх сил після завантаження блоками зображена на рис. 4.32:

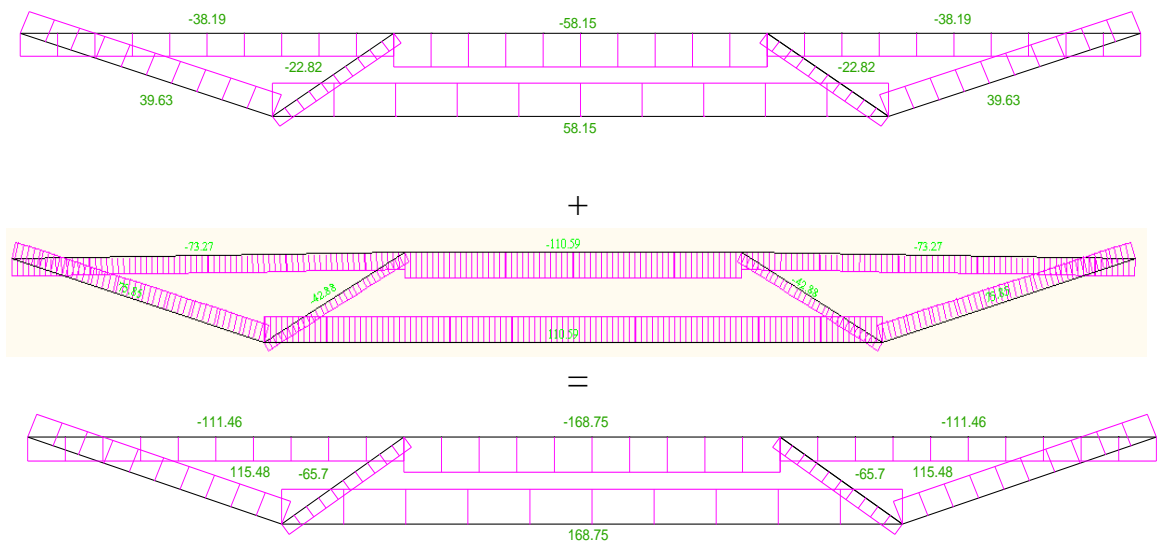


Рис. 4.32. Загальна еюра поздовжніх сил в МШК після привантаження фундаментними блоками

Загальні переміщення:

$$z_1^k = z_1^p + z_1^e; z_2^k = 12,39 \text{ мм}; z_3^k = 12,39 \text{ мм}; z_5^k = 6,94 \text{ мм}; z_6^k = 6,94 \text{ мм}. \quad (4.32)$$

- перший і третій проліт:

- крайнє волокно сталевій нижньої полицки:

$$\sigma_{s1} = \frac{M_1}{I_{red}} \cdot z_{s1} - \frac{N_1}{A_{red}} = \frac{12,93 \cdot 10^3}{2855,67 \cdot 10^{-8}} \cdot 10^{-6} \cdot 15,72 \cdot 10^{-2} -$$

$$-\frac{111.46 \cdot 10^3}{126.7 \cdot 10^{-4}} \cdot 10^{-6} = 62.38 \text{ МПа}; \quad (4.33)$$

- крайнє волокно сталевї верхньої полицки:

$$\begin{aligned} \sigma_{s1} &= \frac{M_1}{I_{red}} \cdot z_{s2} - \frac{N_1}{A_{red}} = \frac{12.93 \cdot 10^3}{2855,67 \cdot 10^{-8}} \cdot 10^{-6} \cdot 3,72 \cdot 10^{-2} - \\ &-\frac{111.46 \cdot 10^3}{126.7 \cdot 10^{-4}} \cdot 10^{-6} = 8.46 \text{ МПа}; \end{aligned} \quad (4.34)$$

- центр ваги бетонної полицки:

$$\begin{aligned} \sigma_{b1} &= -\frac{M_1}{I_{red}} \cdot z_b - \frac{N_1}{A_{red}} = -\frac{12.93 \cdot 10^3}{2855,67 \cdot 10^{-8}} \cdot 10^{-6} \cdot 1.28 \cdot 10^{-2} - \\ &-\frac{111.46 \cdot 10^3}{126.7 \cdot 10^{-4}} \cdot 10^{-6} = -14.59 \text{ МПа}. \end{aligned} \quad (4.35)$$

Перевіримо напруження в балці МШК:

- другий проліт:

- крайнє волокно сталевї нижньої полицки:

$$\begin{aligned} \sigma_{s2} &= \frac{M_2}{I_{red}} \cdot z_{s1} - \frac{N_2}{A_{red}} = \frac{11.78 \cdot 10^3}{2855,67 \cdot 10^{-8}} \cdot 10^{-6} \cdot 15,72 \cdot 10^{-2} - \\ &-\frac{168.75 \cdot 10^3}{126.7 \cdot 10^{-4}} \cdot 10^{-6} = 51.53 \text{ МПа}; \end{aligned} \quad (4.36)$$

- крайнє волокно сталевї верхньої полицки:

$$\begin{aligned} \sigma_{s1} &= \frac{M_1}{I_{red}} \cdot z_{s2} - \frac{N_1}{A_{red}} = \frac{11.78 \cdot 10^3}{2855,67 \cdot 10^{-8}} \cdot 10^{-6} \cdot 3,72 \cdot 10^{-2} - \\ &-\frac{168.75 \cdot 10^3}{126.7 \cdot 10^{-4}} \cdot 10^{-6} = 2.03 \text{ МПа}; \end{aligned} \quad (4.37)$$

- центр ваги бетонної полицки:

$$\begin{aligned} \sigma_{b2} &= -\frac{M_2}{I_{red}} \cdot z_b - \frac{N_2}{A_{red}} = -\frac{11.78 \cdot 10^3}{2855,67 \cdot 10^{-8}} \cdot 10^{-6} \cdot 1.28 \cdot 10^{-2} - \\ &-\frac{168.75 \cdot 10^3}{126.7 \cdot 10^{-4}} \cdot 10^{-6} = -18.6 \text{ МПа}. \end{aligned} \quad (4.38)$$

Таблиця 4.6

Перевірка перерізів стержнів ферми після натягу арматури

Елемент	№ стержня	Розрахункові зусилля, кН		Необхідна площа, см ²		Переріз	Площа, А см ²	$\frac{l_x}{l_y}$ см	$\frac{i_x}{i_y}$ см	$\frac{\lambda_x}{\lambda_y}$ см	[λ]	φ_{min}	γ_c	Перевірка перерізу		
		Розтяг	Стиск	При розтягу $\frac{\gamma_n N}{\gamma_c R_y}$	При стиску $\frac{\gamma_n N}{\gamma_c \varphi R_y}$									Міцність $\frac{\gamma_n N}{A}$, МПа	Стійкість $\frac{\gamma_n N}{\varphi A}$, МПа	R_{γ_c}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Нижній пояс і розкоси	4,5	10,73	-	0.46	-	2x45x4	6.96	$\frac{140}{140}$	$\frac{2.23}{1.38}$	101.45	30 0	-	1	15.45	-	230
	6,7	-	-6.48	-	0.39	2x45x4	6.96	$\frac{86}{86}$	$\frac{2.23}{1.38}$	62.31	12 0	0.727	0,8	-	12.8	184

Таблиця 4.7

Перевірка перерізів стержнів ферми після бетонування

Елемент	№ стержня	Розрахункові зусилля, кН		Необхідна площа, см ²		Переріз	Площа, А см ²	$\frac{l_x}{l_y}$ см	$\frac{i_x}{i_y}$ см	$\frac{\lambda_x}{\lambda_y}$ см	[λ]	φ_{min}	γ_c	Перевірка перерізу		
		Розтяг	Стиск	При розтягу $\frac{\gamma_n N}{\gamma_c R_y}$	При стиску $\frac{\gamma_n N}{\gamma_c \varphi R_y}$									Міцність $\frac{\gamma_n N}{A}$, МПа	Стійкість $\frac{\gamma_n N}{\varphi A}$, МПа	R_{γ_c}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Нижній пояс і розкоси	4,5	41,52	-	1.77	-	2x45x4	6.96	$\frac{140}{140}$	$\frac{2.23}{1.38}$	101.45	300	-	1	59.66	-	230
	6,7	-	-23.89	-	1.45	2x45x4	6.96	$\frac{86}{86}$	$\frac{2.23}{1.38}$	62.31	120	0.727	0,8	-	47.34	184

Таблиця 4.8

Перевірка перерізів стержнів ферми після відпуску

Елемент	№ стержня	Розрахункові зусилля, кН		Необхідна площа, см ²		Переріз	Площа, А см ²	$\frac{l_x}{l_y}$ см	$\frac{i_x}{i_y}$ см	$\frac{\lambda_x}{\lambda_y}$ см	[λ]	φ_{min}	γ_c	Перевірка перерізу		
		Розтяг	Стиск	При розтягу $\frac{\gamma_n N}{\gamma_c R_y}$	При стиску $\frac{\gamma_n N}{\gamma_c \varphi R_y}$									Міцність $\frac{\gamma_n N}{A}$, МПа	Стійкість $\frac{\gamma_n N}{\varphi A}$, МПа	$R\gamma_c$
Нижній пояс і розкоси	4,5	39,63	-	1.69	-	2x45x4	6.96	$\frac{140}{140}$	$\frac{2.23}{1.38}$	101.4 5	300	-	1	56.94	-	230
	6,7	-	-22.82	-	1.38	2x45x4	6.96	$\frac{86}{86}$	$\frac{2.23}{1.38}$	62.31	120	0.727	0,8	-	45.1	184
	8	58,15	-	2.47	-	2x50x5	9.6	$\frac{330}{330}$	$\frac{2.45}{1.53}$	215.7	300	-	1	60.57	-	230

Таблиця 4.9

Перевірка перерізів стержнів ферми після завантаження блоками

Елемент	№ стержня	Розрахункові зусилля, кН		Необхідна площа, см ²		Переріз	Площа, А см ²	$\frac{l_x}{l_y}$ см	$\frac{i_x}{i_y}$ см	$\frac{\lambda_x}{\lambda_y}$ см	[λ]	φ_{min}	γ_c	Перевірка перерізу		
		Розтяг	Стиск	При розтягу $\frac{\gamma_n N}{\gamma_c R_y}$	При стиску $\frac{\gamma_n N}{\gamma_c \varphi R_y}$									Міцність $\frac{\gamma_n N}{A}$, МПа	Стійкість $\frac{\gamma_n N}{\varphi A}$, МПа	$R\gamma_c$
Нижній пояс і розкоси	4,5	115,4 8	-	4.91	-	2x45x4	6.96	$\frac{140}{140}$	$\frac{2.23}{1.38}$	101.4 5	300	-	1	165.92	-	230
	6,7	-	-65.7	-	4.0	2x45x4	6.96	$\frac{86}{86}$	$\frac{2.23}{1.38}$	62.31	120	0.727	0,8	-	129.84	184
	8	168,7 5	-	7.18	-	2x50x5	9.6	$\frac{330}{330}$	$\frac{2.45}{1.53}$	215.7	300	-	1	175.78	-	230

4.4. Результати експериментальних досліджень.

Проведення експериментальних досліджень виконувалось поетапно, при цьому дослідження поведінки елементів комбінованої сталезалізобетонної попередньо напруженої конструкції проводилось постійно. В ході експерименту здійснювався після приварювання спарених кутників зтяжки відпуск напруженої арматури. Таке явище відобразилося в усіх елементах як експериментальних, так і перевірочних розрахункових відповідним зломом ліній графіків – величини напружень дещо зменшились (до 20...30 МПа). Процес «стрибка» супроводжувався «перетворенням» попередньо напруженої комбінованої металевої шпренгельної конструкції на попередньо напружену комбіновану сталезалізобетонну шпренгельну конструкцію. При цьому відбулася зміна топології конструкції в цілому: змістилась нейтральна вісь балки жорсткості на 10.7 см, змінились довжини розрахункових внутрішніх прольотів і довжин елементів, збільшилась висота конструкції. Аналіз графіків показує, що без відпуску арматури напруження в елементах конструкції мали б більші за величиною значення.

Методика проведення експериментальних досліджень міцності та деформативності комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій передбачала вимірювання поздовжніх деформацій в зтяжці й розкосах решітки, а також металевому прокаті балки жорсткості. З метою виключення впливу деформації осі елементів, тензодатчики й опори мікроіндикаторів встановлювалися у верхній і нижній частині елемента в одному перетині на початку, по середині і в кінці стержня. На верхній прокатній балці для уточнення напружено-деформованого стану елемента тензодатчики встановлювали по всій висоті стінки балки у перетині, на нижній і верхній її полиці. Механічні індикатори розташовувалися на нижній, верхній полицях і посередині стінки балки (рис. 4.11). 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.

Прогини конструкції контролювалися в характерних перерізах балки жорсткості (по середині кожного прольоту, в місцях дії пружних реакцій і у вузлах нижньої підвіски. В ході проведення експерименту додатково відслідковувалися просадки опор. Для контролю сумісності роботи конструкції прогини визначалися у вузлах решітки й у відповідних точках балки жорсткості над ними.

Перевірка напружено деформованого стану в елементах системи здійснювалась згідно залежності, наприклад:

$$y_6 = y_2 - N_{2-6} * l_{2-6} * \sin\beta / (E * A_{2-6}) = y_2 - \sigma_{2-6} * l_{2-6} * \sin\beta / E, \quad (4.39)$$

де y_6 – вертикальне переміщення вузла 6, визначене експериментальним шляхом; y_2 – вертикальне переміщення вузла 2, визначене експериментальним шляхом; N_{2-6} – поздовжня сила в середньому підкосі поміж вузлами 2 і 6; l_{2-6} – довжина середнього підкосу поміж вузлами 2 і 6; E – модуль пружності сталі; A_{2-6} – площа поперечного перерізу середнього підкосу поміж вузлами 2 – 6; β – кут нахилу середнього підкосу; σ_{2-6} – напруження в крайньому підкосі.

Напруження в середньому підкосі згідно отриманих експериментальних даних становлять:

$$\sigma_{2-6} = (y_2 - y_6) * E / (l_{2-6} * \sin\beta). \quad (4.40)$$

4.4.1. Розрахунок стійкості стінки металевого прокату балки жорсткості

Перевіряємо умови міцності стінки балки:

$$\sigma \leq \sigma_{cr}, \quad (4.41)$$

де σ_{cr} – значення критичних напружень; σ – найбільші стискальні напруження на межі стінки.

Значення критичних напружень:

$$\sigma_{cr} = c_{cr} \frac{R_y}{\lambda_w^2}, \quad (4.42)$$

де c_{cr} – коефіцієнт, що залежить від δ і визначається згідно п.9.5.4 – п.9.5.6 ДБН В.2.6-198:2014:

$$\delta = \beta_{r2} \frac{b_f}{h_{ef}} \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3, \quad (4.43)$$

$b_f = 64$ мм – ширина полочки балки; $h_{ef} = 105,4$ мм – висота стінки балки;

$t_f = 7,3$ мм – товщина полочки балки; $t_w = 4,8$ мм – товщина стінки балки;

$\beta_{r2} = \infty$ - коефіцієнт значення якого приймається згідно [134] табл. 9.3 ДБН В.2.6-198:2014.

Згідно [134] табл. 9.2. ДБН В.2.6-198:2014 прийнято $c_{cr} = 35,5$.

$\bar{\lambda}_w$ - зведена гнучкість, яка визначається за формулою:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{d_g}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (4.44)$$

де $d_g = h_{ef} = 105,4$ мм – менша сторона відсіку стінки (h_{ef} або a); $R_y = 230$ МПа – розрахунковий опір сталі С235 при товщині прокату від 2 до 20 мм згідно Додатку Г ДБН В.2.6-198:2014; $E = 2,05 \times 10^5$ МПа – модуль пружності сталі.

$$\bar{\lambda}_w = \frac{105,4}{4,8} \sqrt{\frac{235}{2,05 \cdot 10^5}} = 0,743. \quad (4.45)$$

Тоді σ_{cr} :

$$\sigma_{cr} = 35,5 \cdot \frac{235}{0,743^2} = 15111,88 \text{ МПа} > R_y = 230 \text{ МПа} \quad (4.46)$$

Критичний момент, при якому не досягаються пластичні деформації, становить:

$$M_{el} = W_x \cdot R_y = 58,4 \cdot 10^{-6} \cdot 230 \cdot 10^6 = 13432 \text{ Н} \cdot \text{м} = 134,32 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (4.47)$$

Значення критичних дотичних напружень:

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu} \right) \cdot \frac{R_s}{\bar{\lambda}_w^2}, \quad (4.48)$$

де μ - відношення більшої сторони відсіку стінки до меншої:

$$\mu = \frac{l_{ef}}{h_{ef}} = \frac{2000}{105,4} = 18,98 \quad (4.49)$$

$l_{ef} = 2000$ м – проліт ферми; $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 230 = 133,4 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір зсуву.

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{18,98} \right) \cdot \frac{133,4}{0,743^2} = 2588,61 \text{ МПа} > R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 230 = 133,4 \text{ МПа} \quad (4.50)$$

Критичне значення поперечної сили:

$$Q_{cr} = 0,58 \cdot R_y \cdot h_w \cdot t_w = 0,58 \cdot 230 \cdot 10^3 \cdot 105,4 \cdot 10^{-3} \cdot 4,8 \cdot 10^{-3} = 67,49 \text{ кН} \quad (4.51)$$

Таке значення критичної сили відповідає повному навантаженню на конструкцію $P=4 \cdot 67,49=27 \text{ кН}$, або ж рівномірно розподіленому $q=1,5 \text{ кН/м}^2$.

Таким чином можна констатувати, що при прийнятій конструктивній схемі при навантаженнях $q > 1,5 \text{ кН/м}^2$ в металевому прокаті балки жорсткості в опорній зоні сталезалізобетонної попередньо напруженої комбінованої шпренгельної конструкції відбувається втрата стійкості стінки (рис. 4.33).



Рис. 4.33. Втрата стійкості стінка
металевого прокату балки жорсткості в
опорній зоні

При конструюванні слід ПНШК необхідно здійснити заходи зі збільшення жорсткості стінки металевого прокату шляхом влаштування ребер жорсткості.

4.4.2. Робота залізобетонної плити в складі комбінованої сталезалізобетонної попередньо напруженої шпренгельної конструкції.

Залізобетонна плита ПНШК при дії зовнішнього навантаження, враховуючи сумісну роботу з попередньо напруженою металевою комбінованою шпренгельною конструкцією, працює на стиск зі згином. Однак, як показали проведені попередні розрахунки, в середній частині плити на торцях поміж металевими шпренгельними комбінованими конструкціями (рис. 2.21) в напрямку осі ОХ діють лише зусилля згину. Сумарні напруження в плиті є незначними, але в напрямку осі ОУ

(короткому напрямі) в залізобетонній плиті виникають згинальні моменти, які перевищують допустимі значення (рис.4.35). При максимальних величинах прикладеного зовнішнього навантаження в перерізах середньої частини залізобетонної плити нормальних тріщин не спостерігалось. Поведінка залізобетонної плити в складі балки жорсткості комбінованої сталезалізобетонної попередньо напруженої шпренгельної конструкції аналогічна роботі залізобетонних попередньо напружених конструкцій: створення попереднього напруження призвело до зменшення прогинів по балці жорсткості і запобіганню тріщино утворення.

Максимальний прогин нижніх вузлів підвіски комбінованої сталезалізобетонної попередньо напруженої шпренгельної конструкції (вузли $i=10, 11, 21, 22$) при дії максимального експериментального навантаження $P=400$ кН ($q=22.22$ кН/м²) становлять $f=10.39$ мм $< [f]=6000/200=30$ мм (рис.4.38). В середній частині балки жорсткості (вузли $i=5, 16$) прогини становлять $f=15.38$ мм $< [f]=6000/200=30$ мм. При цьому напруження в даному перерізі значно менші за допустимі (рис.4.36, рис. 4.37).

Експериментальне навантаження $P=300$ кН ($q=16.67$ кН/м²) є початком пружно-пластичної роботи елементів ПНШК (ступені 6 – 7).

В середній частині залізобетонної плити (вузол $i=27$) при дії максимального експериментального навантаження $P=400$ кН ($q=22.22$ кН/м²) прогин більший на 5.79% і становить $f=16.27$ мм $< [f]=6000/200=30$ мм.

Залізобетонна плита, яка об'єднана в сумісну роботу з металевими попередньо напруженими комбінованими шпренгельними конструкціями, працює як в напрямі OX довжиною $L_x=6$ м, так і в короткому напрямі OY довжиною $L_y=2$ м з консольними звісами $L_k=0.5$ м. Прогин в середній частині залізобетонної плити при розгляді її роботи в короткому напрямі перевищує допустимі знання прогинів для конструкцій такого типу: $f=16.27$ мм $> [f]=2000/135=14.81$ мм (рис.4.39).

При проведенні розрахунків згідно розробленої методики, алгоритму і програмного забезпечення жорсткість зведеного перерізу до появи тріщин в вузлах стержнів залізобетонної плити приймалася рівною (3.39), (3.40).

а)



б)



Рис. 4.34. Тріщини в залізобетонній плиті комбінованої сталевозалізобетонної попередньо напруженої шпренгельної конструкції: а) - в нижній поверхні; б) - на торцевій грані

При величині зовнішнього навантаження $P > 300$ кН жорсткість зведеного перерізу після появи тріщин в вузлах стержнів залізобетонної плити в напрямку осі OY приймалася рівною (3.42).

Рівняння нерозривності деформацій (3.43) і (3.44) з врахуванням початкового прогину матимуть вигляд:

для балок напрямку OX :

$$X_{x_{i,j-1}} \cdot l_{j-1} / (6B(x_{x_{i,j-1}})) + 2 X_{x_{i,j}} \cdot l_j / (3B(x_{x_{i,j}})) + X_{x_{i,j+1}} \cdot l_{j+1} / (6B(x_{x_{i,j+1}})) + (f_{x_{i,j-1}} + f_{x_{i,j-1}}^*) / l_{j-1} - 2 (f_{x_{i,j}} + f_{x_{i,j}}^*) / l_j + (f_{x_{i,j+1}} + f_{x_{i,j+1}}^*) / l_{j+1} = 0, \quad (4.52)$$

для m -них балок по осі OY :

$$X_{y_{i-1,j}} \cdot d_{i-1} / (6B(y_{y_{i-1,j}})) + 2 X_{y_{i,j}} \cdot d_i / (3B(y_{y_{i,j}})) + X_{y_{i+1,j}} \cdot d_{i+1} / (6B(y_{y_{i+1,j}})) + (f_{y_{i-1,j}} + f_{y_{i-1,j}}^*) / d_{i-1} - 2 (f_{y_{i,j}} + f_{y_{i,j}}^*) / d_i + (f_{y_{i+1,j}} + f_{y_{i+1,j}}^*) / d_{i+1} = 0, \quad (4.53)$$

де $f_{x_{i,j-1}}^*$, $f_{x_{i,j}}^*$, $f_{x_{i,j+1}}^*$, $f_{y_{i-1,j}}^*$, $f_{y_{i,j}}^*$, $f_{y_{i+1,j}}^*$ – початкові прогини у відповідних вузлах системи; $f_{x_{i,j}} = f_{y_{i,j}}^*$.

Плита ТД 12

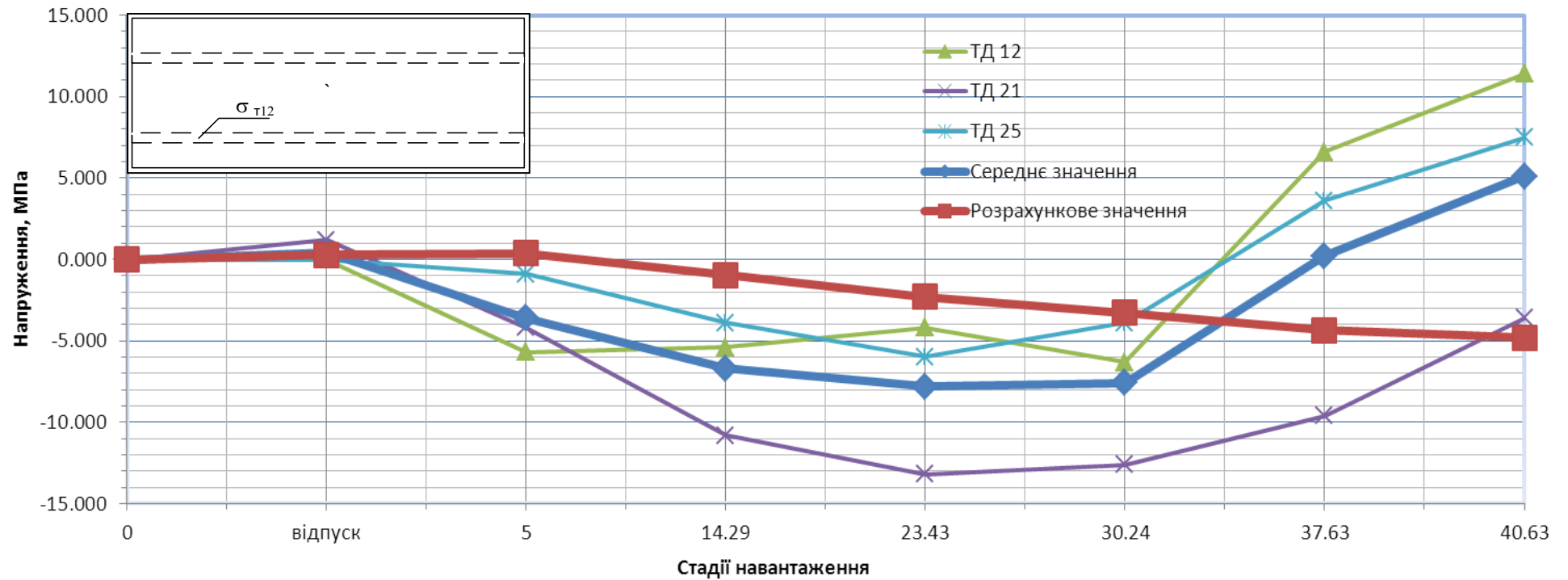


Рис. 4.35. Графік зміни напружень в залізобетонній плиті в середній частині першого проміжного прольоту від величини завантаження

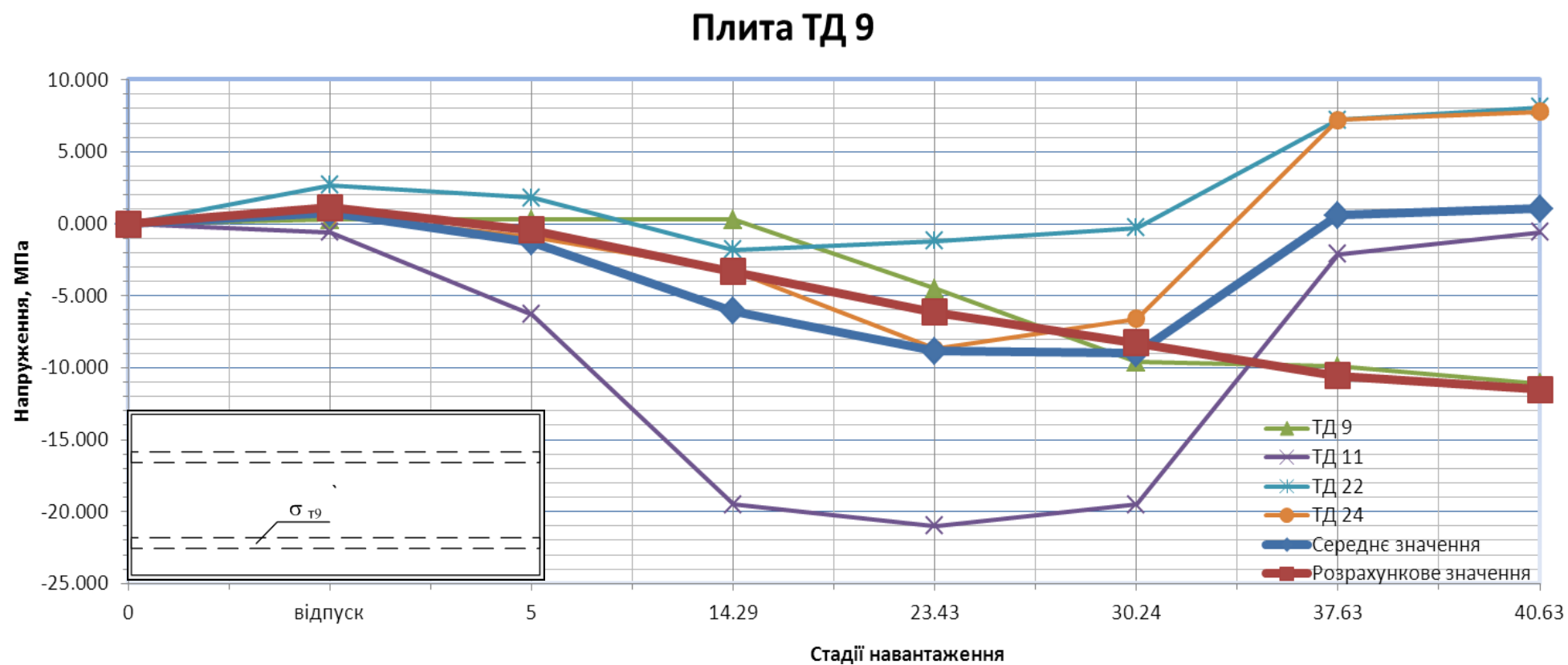


Рис. 4.36. Графік зміни напружень в залізобетонній плиті над пружною опорою підвіски від величини завантаження

Плита ТД 10

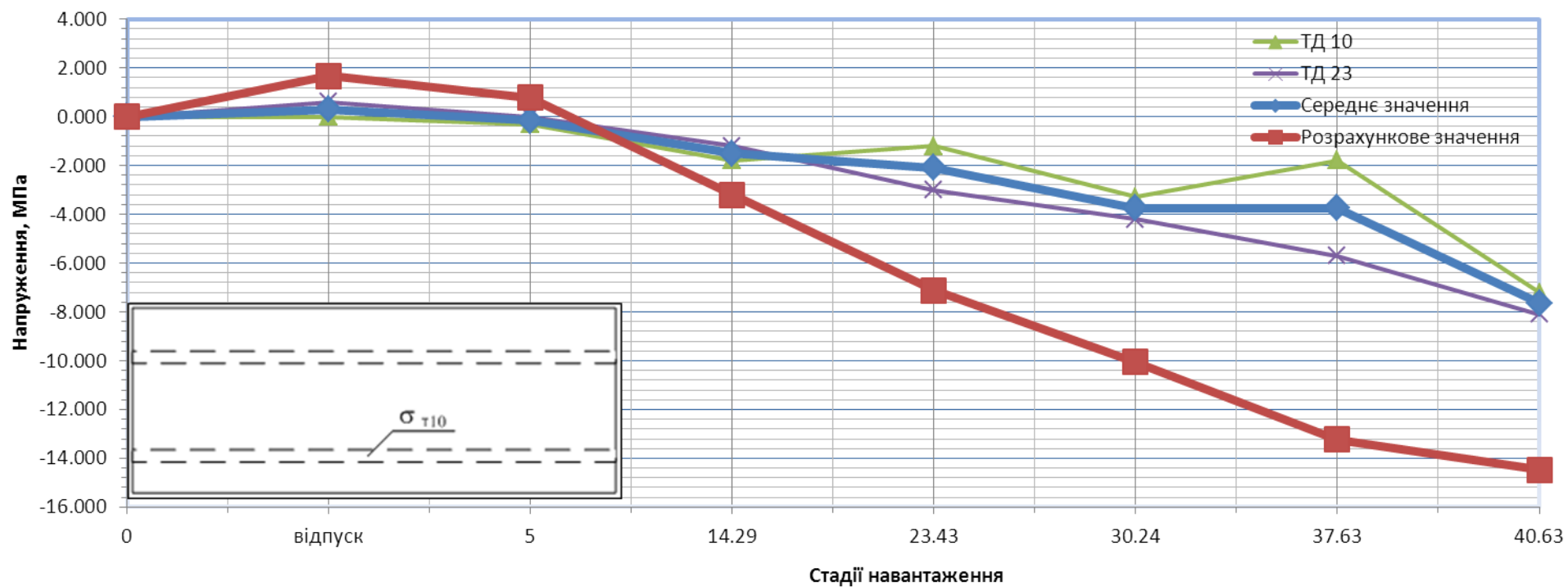


Рис. 4.37. Графік зміни напружень в залізобетонній плиті в середній частині від величини завантаження

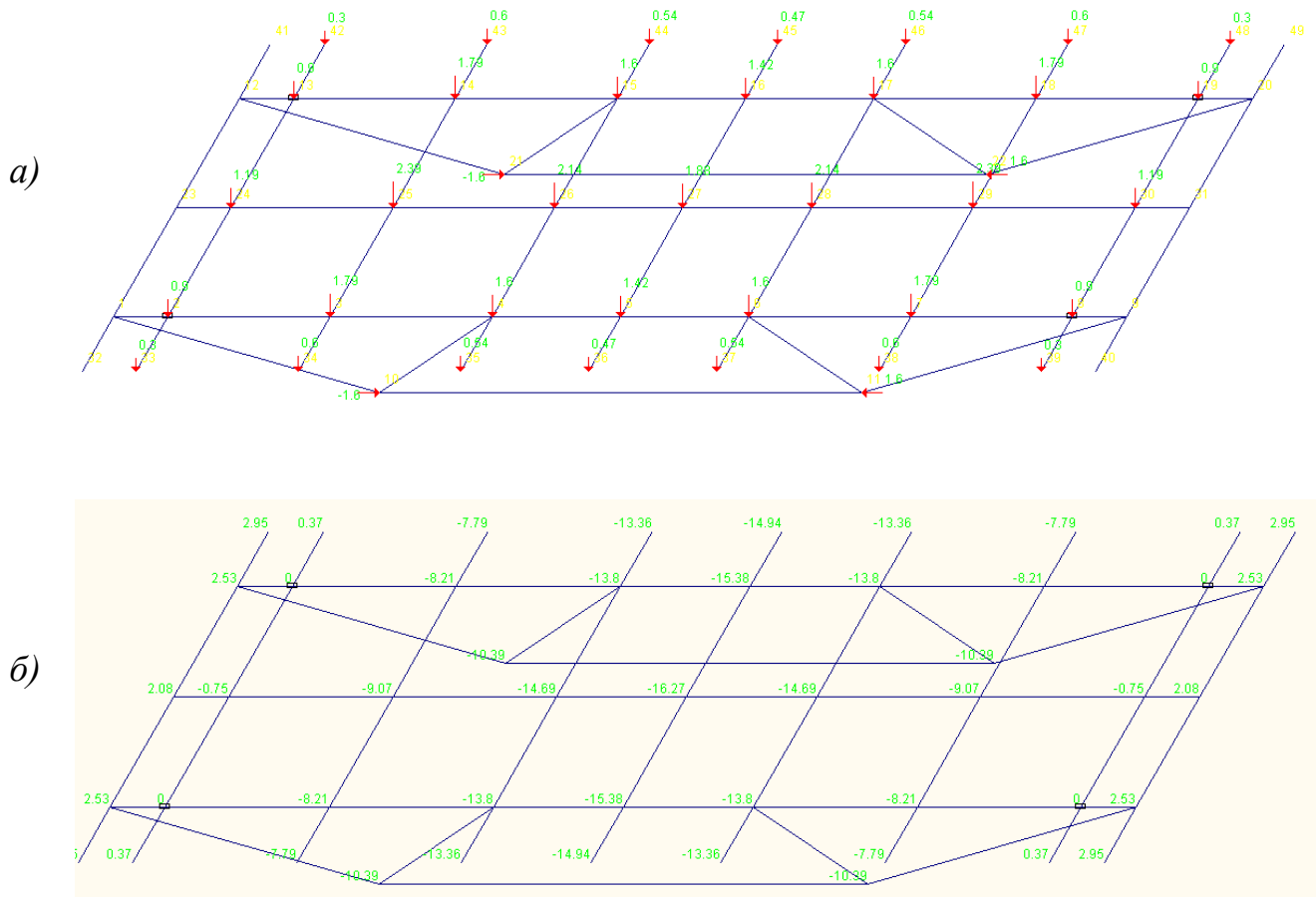


Рис. 4.38. Прогини в вузлах розрахункової схеми: а – розрахункова схема ПНШК; б – розрахункові прогини в вузла, отримані згідно розробленої методики

В результаті, базуючись на положеннях розрахунку конструкцій за другою групою граничних станів, в перерізах плити посередині короткого прольоту виникають нормальні тріщини шириною розкриття більше допустимих значень. При збільшенні навантаження вони мають тенденцію розвитку до торців плити.

4.4.3. Елементи металевої попередньо напруженої шпрингельної підвіски

При випробуванні за допомогою мікроіндикаторів вимірювались поздовжні деформації в крайніх волокнах перерізу балки жорсткості на середині їх прогону. В результаті вимірів деформацій відповідно до схеми приладів (рис. 4.5, рис. 4.6, рис. 4.8, рис. 4.9, рис.4.11) отримані графіки залежності напружень (σ_x) від величини прикладеного зовнішнього навантаження (P , кН) (рис. 4.41 – рис. 4.43) та графік зміни прогинів (рис.4.40). Проаналізувавши їх, можна зробити висновок, що на початковій стадії в металевих розкосах підвіски комбінованої сталезалізобетонної

попередньо напруженої шпренгельної конструкції напруження розподіляються за лінійним законом, тобто справджується гіпотеза плоских перерізів. Пружний характер роботи спостерігається до навантаження $P=270$ кН, або ж $q=15$ кН/м². З подальшим збільшенням діючого навантаження спостерігається втрати стійкості стінки в припорній частині балки жорсткості, що свідчить про появу пластичних деформацій у металевих елементах конструкції. Слід зазначити, що розтягнуті крайні підкоси є недонапруженими.

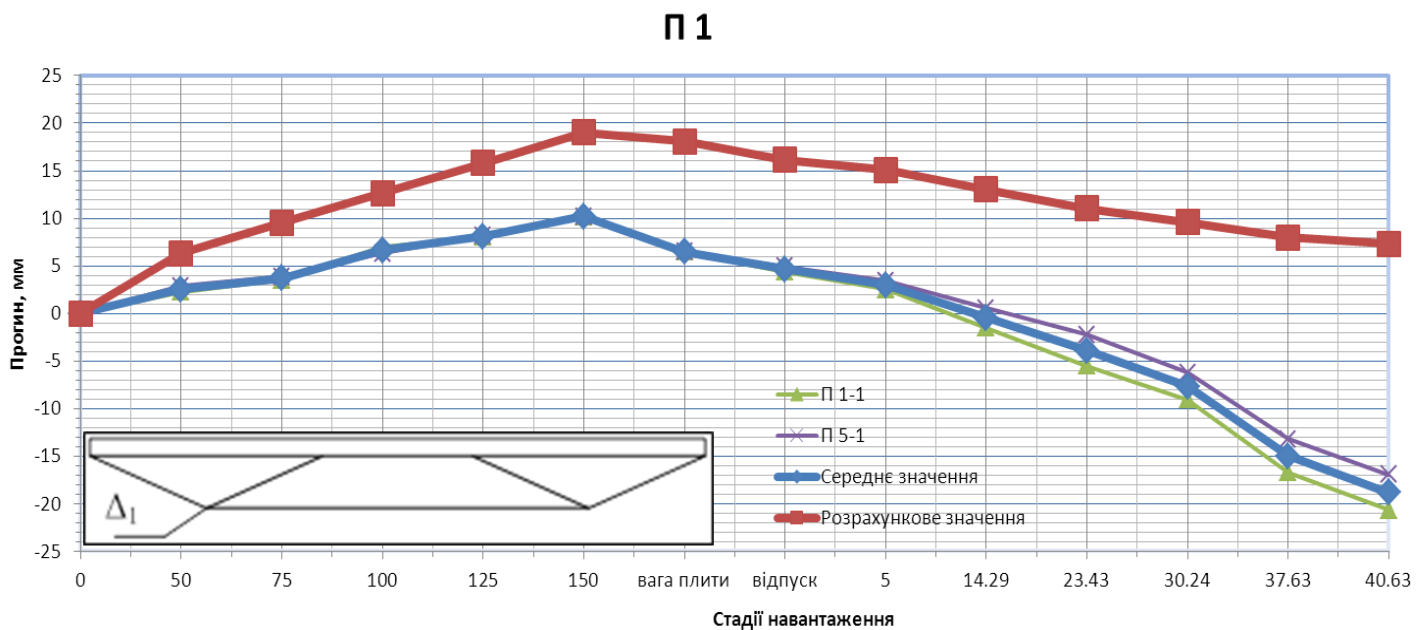


Рис. 4.39. Графік зміни прогинів нижнього вузла шпренгеля від величини завантаження

4.4.4. Металева попередньо напружена балка жорсткості

Розрахунок сталезалізобетонної балки жорсткості ПНШК мав ряд особливостей, пов'язаних з наявністю в перерізі як залізобетонної, так і сталеві частин. При розрахунку за приведеною методикою жорсткість елементів балки комбінованої конструкції розглядалась приведеною до металеві. Нейтральні ліній горизонтальних конструкцій (приведеної балки жорсткості, залізобетонна плита) знаходяться в площинах, достатньо близьких одна від іншої.

Напруження в М 1 (розтягнутому розкосі)

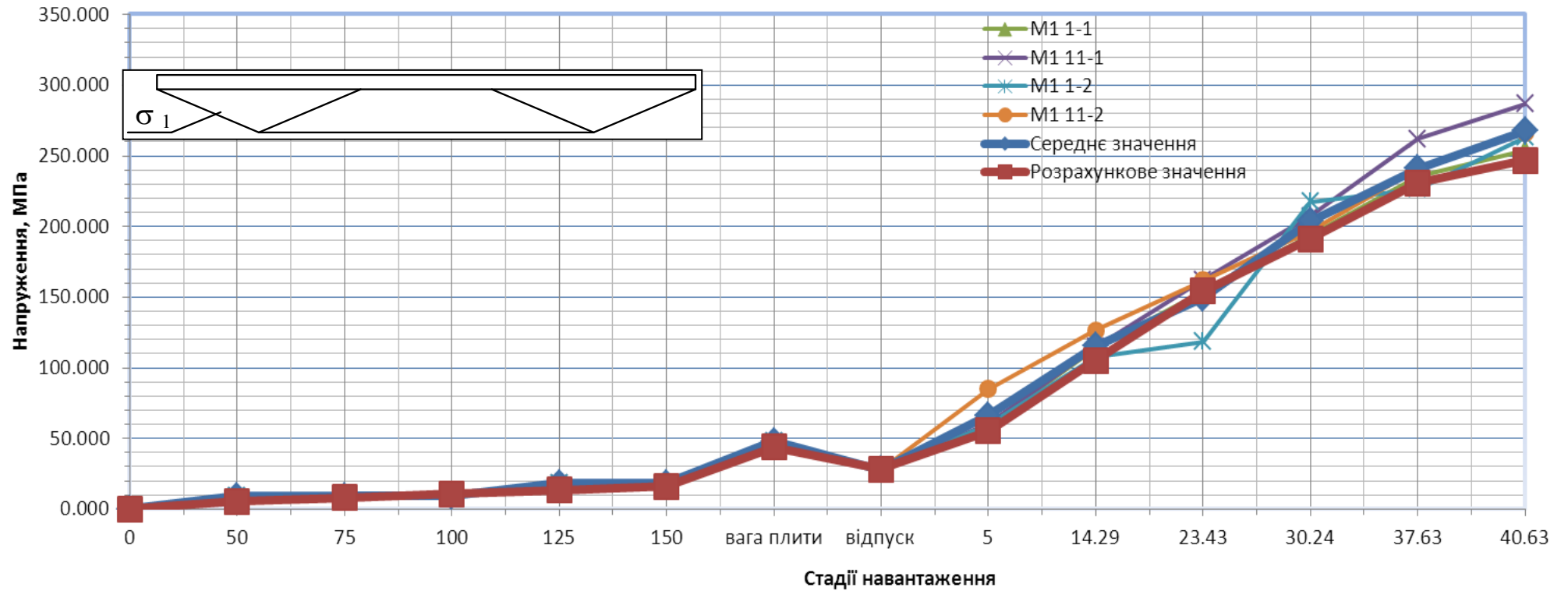


Рис. 4.40. Графік зміни напружень в крайніх підкосах від величини завантаження

Напруження в М 4 (стисненому розкосі)

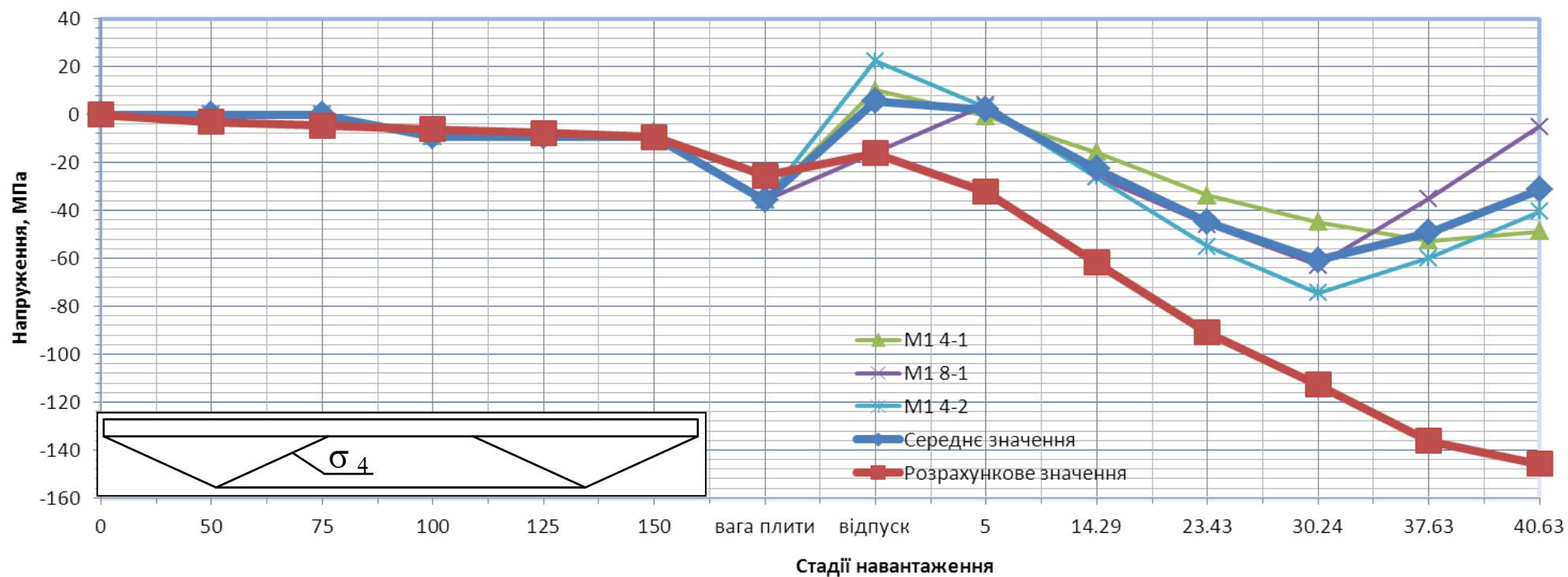


Рис. 4.41. Графік зміни напружень в середньому підкосі від величини завантаження

Напруження в М 7 (нижній стержень)

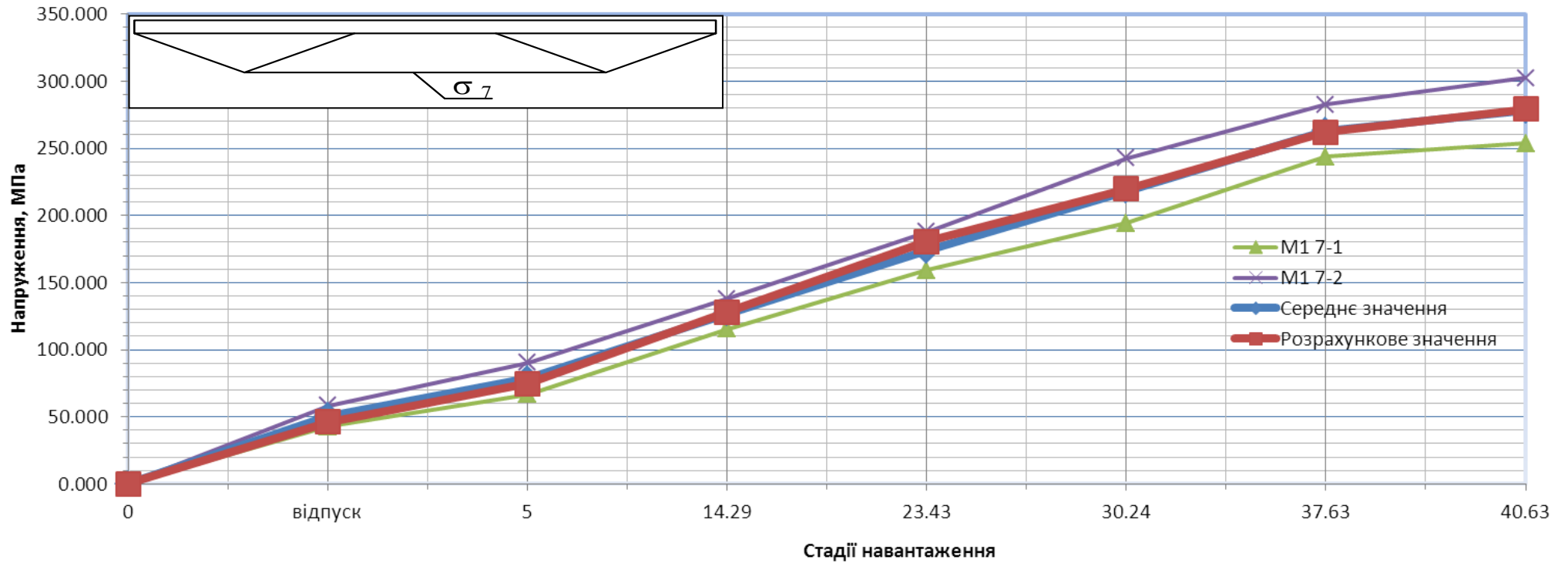


Рис. 4.42. Графік зміни напружень в затяжці шпренгеля від величини завантаження: 1 – експериментальна крива; 2 – теоретична крива, отримана згідно розробленої методики

Методика розрахунку передбачає постадійну роботу системи в цілому і окремих її елементів з врахуванням приведених до сталі геометричних та механічних характеристик перерізів балки жорсткості. Розрахункова схема сталезалізобетонного перерізу, що складався зі сталевого двотавра №12 і залізобетонної плити товщиною 10 см, зображена на рис. 4.47, а.

На першій стадії (обтиск металеві комбінованої конструкції) в металевому прокаті від зусилля обтиску $P=16 \text{ кН}$, що передається на нижні вузли шпренгельної підвіски, виникають від'ємні згинальні моменти. По верхній грані полиці двотавра розтягуючі напруження від дії згинального моменту складають $\sigma_{aM_6}=109.59 \text{ МПа}$, від стискаючої поздовжньої сили – $\sigma_{aN_6}=10.88 \text{ МПа}$, загальні сумарні напруження – $\sigma_{a_6}=98.71 \text{ МПа}$. Експериментальні напруження становили $\sigma_{AB,e}=95.1 \text{ МПа}$. По нижній грані полиці двотавра стискаючі напруження від дії згинального моменту складають $\sigma_{aM_n}=109.59 \text{ МПа}$, від стискаючої поздовжньої сили – $\sigma_{aN_n}=10.88 \text{ МПа}$, загальні сумарні напруження – $\sigma_{a_n}=120.47 \text{ МПа}$ (рис.4.46, б). Експериментальні напруження становили $\sigma_{AH,e}=116.06 \text{ МПа}$.

На другій стадії виготовлення ПНШК (монтаж залізобетонної плити на металеву попередньо напружену комбіновану шпренгельну конструкцію) при бетонуванні в роботу задіяні металеві комбіновані шпренгельні конструкції. При цьому еюра згинальних моментів з від'ємних значень отримує змінний по довжині балки жорсткості характер: спостерігаються перетини лінії згинальних моментів з нейтральною віссю балки жорсткості. Навантаженням є власна вага бетону та опалубки. Слід зауважити, що в подальшому при наборі проектної міцності бетону залізобетонної плити до відпуску напруженої арматури розрахункова ширина полиць приведенного перерізу балки жорсткості є мінімальною, так як в даному випадку мінімальні значення має складова Le , яка приймається при розрахунку ширини полиць сталезалізобетонного перерізу. По верхній грані полиці двотавра в середній частині прольоту стискаючі напруження від дії згинального моменту складають $\sigma_{aM_6}=8.39 \text{ МПа}$, від розтягуючої поздовжньої сили – $\sigma_{aN_6}=7.42 \text{ МПа}$, загальні сумарні напруження – $\sigma_{a_6}=0.97 \text{ МПа}$. Експериментальні напруження

становили $\sigma_{ab,e} = -1.1$ МПа. По нижній грані полиці двотавра розтягуючі напруження від дії згинального моменту складають $\sigma_{aMn} = 8.39$ МПа, від розтягуючої поздовжньої сили – $\sigma_{aNn} = 7.42$ МПа, загальні сумарні напруження – $\sigma_{an} = 15.81$ МПа (рис.4.47, в). Експериментальні напруження становили $\sigma_{an,e} = 17.1$ МПа.

На третій стадії виготовлення ПНШК (приварювання двох спарених кутників зтяжки й відпуск напруженої арматури) в роботу задіяна в цілому сталезалізобетонна попередньо напружена комбінована шпренгельна конструкція. Епюра згинальних моментів набуває додатніх значень і має хвилеподібний вигляд. Її кривизна змінюється в місці примикання середніх підкосів. В залежності від топології елементів нижньої підвіски, їх жорсткості та величини зовнішнього навантаження залежить величина пружної реакції підкосу. Разом з тим, з перетворення металевої балки жорсткості в сталезалізобетонну, змінюється корисна висота конструкції в цілому, величина прольотів поміж вузлами примикання середніх підкосів. Як результат, збільшується несуча здатність конструкції в цілому. Розрахункова ширина полиць приведенного перерізу балки жорсткості збільшується, так як відсутні точки нульових моментів по довжині балки жорсткості – $Le = L$. По верхній грані полиці двотавра в середній частині прольоту стискаючі напруження від дії згинального моменту складають $\sigma_{aM6} = 2.65$ МПа, від розтягуючої поздовжньої сили – $\sigma_{aN6} = 17.88$ МПа, загальні сумарні напруження – $\sigma_{a6} = 20.13$ МПа. Експериментальні напруження становили $\sigma_{a6} = 16.03$ МПа. По нижній грані полиці двотавра розтягуючі напруження від дії згинального моменту складають $\sigma_{aMn} = 9.25$ МПа, від стискаючої поздовжньої сили – $\sigma_{aNn} = 17.88$ МПа, загальні сумарні напруження – $\sigma_{an} = 27.13$ МПа (рис.4.47, г). Експериментальні напруження становили $\sigma_{an,e} = 21.18$ МПа. На даній стадії розрахунку на верхній грані залізобетонної плити виникають напруження від дії згинального моменту складають $\sigma_{cM6} = 0.375$ МПа, від стискаючої поздовжньої сили – $\sigma_{cN6} = 0.156$ МПа, загальні сумарні напруження – $\sigma_{c6} = 0.531$ МПа. Експериментальні напруження становили $\sigma_{c6,e} = 0.03$ МПа.

На четвертій стадії ПНШК (робота сталезалізобетонної попередньо напруженої комбінованої шпренгельної конструкції на експлуатаційні

навантаження) в роботу задіяна в цілому сталезалізобетонна попередньо напружена комбінована шпренгельна конструкція металеві комбіновані шпренгельні конструкції. згинальних моментів має також хвилеподібний вигляд. По верхній грані полиці двотавра в середній частині прольоту стискаючі напруження від дії згинального моменту складають $\sigma_{aM_b}=17.22$ МПа, від стискаючої поздовжньої сили – $\sigma_{aN_b}=51.68$ МПа, загальні сумарні напруження – $\sigma_{a_b}=68.9$ МПа. Експериментальні напруження становили $\sigma_{a_b}=70.61$ МПа. По нижній грані полиці двотавра розтягуючі напруження від дії згинального моменту складають $\sigma_{aM_n}=60.1$ МПа, від стискаючої поздовжньої сили – $\sigma_{aN_n}=51.68$ МПа, загальні сумарні напруження – $\sigma_{a_n}=111.78$ МПа (рис.4.47, д). Експериментальні напруження становили $\sigma_{a_n,e}=114.55$ МПа. На даній стадії розрахунку на верхній грані залізобетонної плити виникають напруження від дії згинального моменту складають $\sigma_{cM_b}=1.45$ МПа, від стискаючої поздовжньої сили – $\sigma_{cN_b}=1.58$ МПа, загальні сумарні напруження – $\sigma_{c_b}=3.03$ МПа. Експериментальні напруження становили $\sigma_{c_b,e}=3.03$ МПа.

У третій стадії прикладено лише постійне навантаження і деформації у бетоні мають переважно пружний характер, тобто коефіцієнт приведення обчислюють за початковим модулем пружності бетону. На останній стадії роботи під час дії повного навантаження переважають пластичні деформації та деформації повзучості бетону, що зумовлює зменшення його модуля деформування.

Сумарні напруження від усіх стадій навантаження становлять:

- по верхній грані полиці двотавра в середній частині прольоту стискаючі напруження від дії згинального моменту складають $\sigma_{a_b}=187.17$ МПа і є максимальними по всьому перерізу елемента. Експериментальні напруження становили $\sigma_{a_b,e}=180.64$ МПа. По нижній грані полиці двотавра стискаючі напруження – $\sigma_{a_n}=34.25$ МПа (рис.4.47, е). Експериментальні напруження становили $\sigma_{a_n,e}=37.58$ МПа. На даній стадії розрахунку на верхній грані залізобетонної плити виникають напруження від дії згинального моменту складають $\sigma_{c_b}=3.3$ МПа. Експериментальні напруження становили $\sigma_{c_b,e}=3.03$ МПа.

При експериментальному навантаженні $P=300кН$ в елементах ПНШК виникають пластичні деформації. На даному етапі навантаження графіки теоретичних розрахунків за програмою «Ліра» мають дещо розбіжний характер в порівнянні з отриманими експериментальними результатами (рис.4.43, рис.4.44, рис.4.45). Як показали проведені розрахунки, до величини експериментального навантаження $P=300кН$ в приведеному перерізі балки жорсткості прийнята ширина залізобетонної полицки $b_{eff}=170/8=22.5$ см. При навантаженнях більших за $P=300кН$ залізобетонна плита не працює сумісно зі сталлюю балкою.

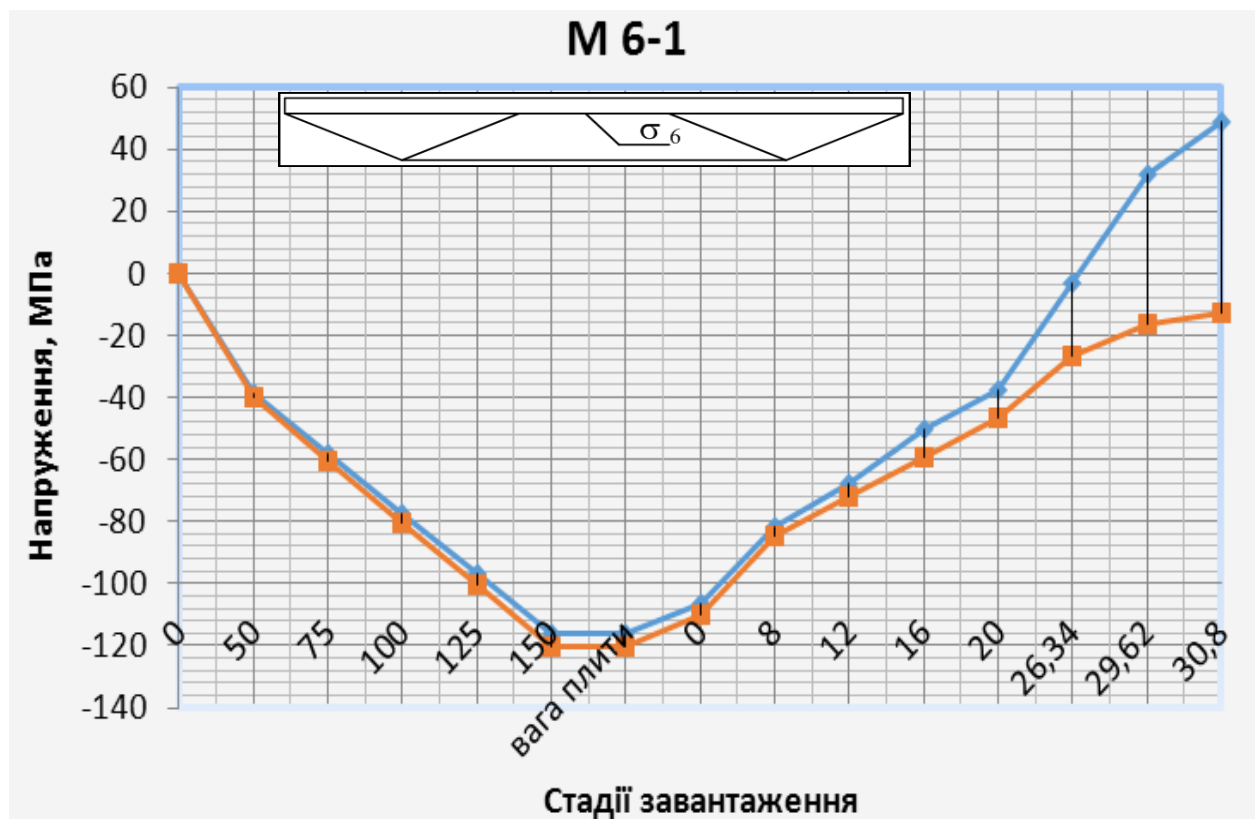


Рис. 4.43. Графік зміни напружень в середній частині металевого прокату балки жорсткості від величини завантаження: 1 – експериментальна крива; 2 – теоретична крива, отримана згідно розробленої методики; 3 – теоретична крива, отримана згідно розрахунку на ПК «Ліра»

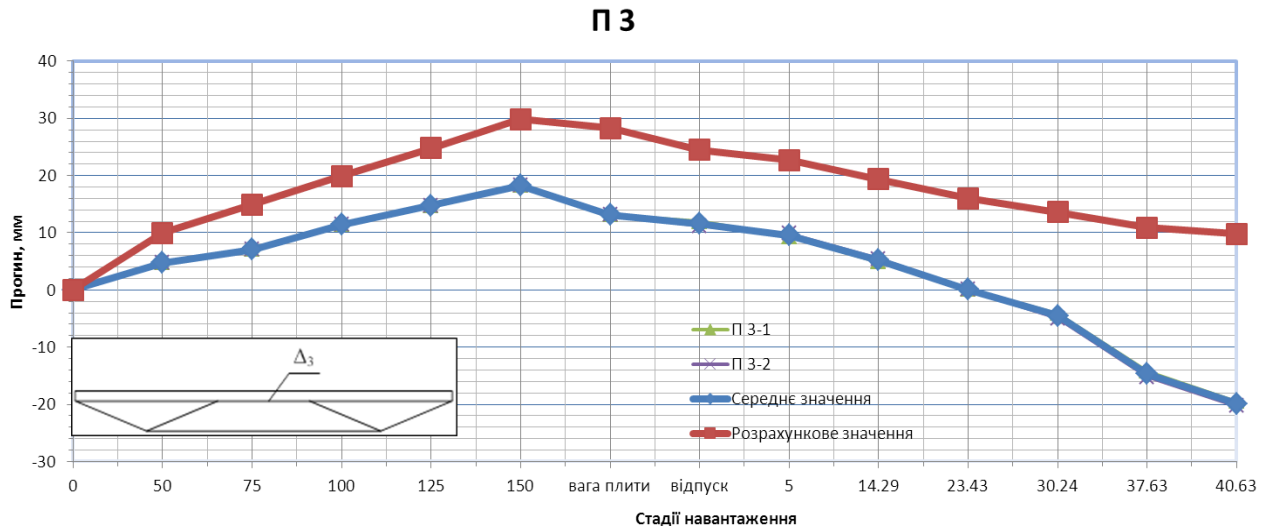


Рис. 4.44. Графік зміни прогинів середнього перерізу балки жорсткості від величини завантаження: 1 – експериментальна крива; 2 – теоретична крива, отримана згідно розробленої методики

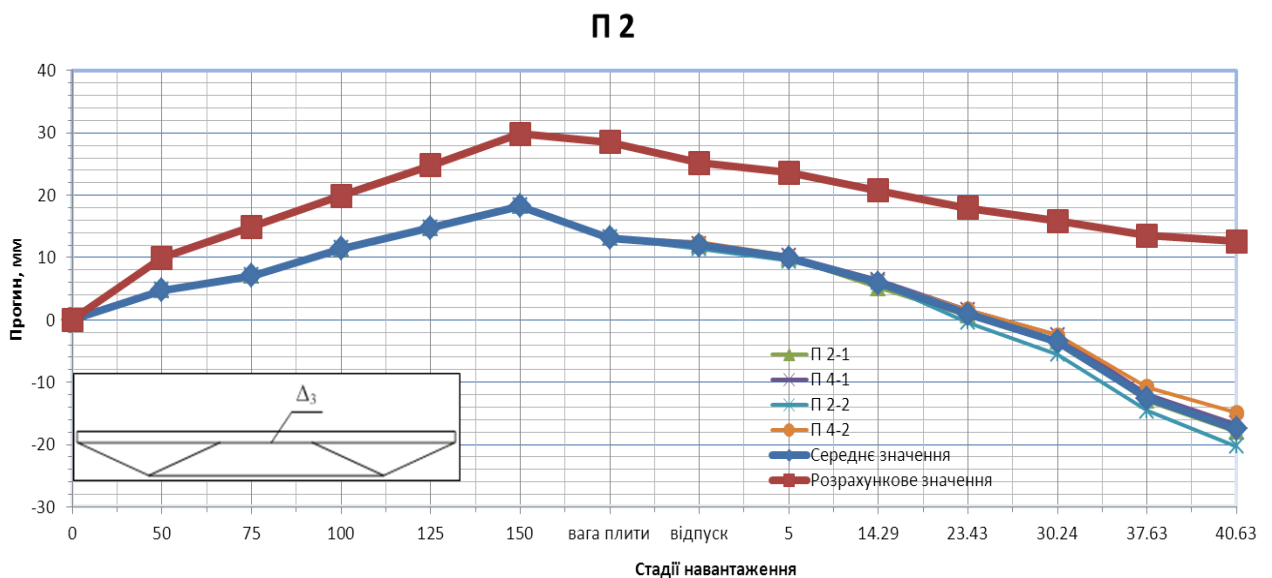


Рис. 4.45. Графік зміни прогинів в вузлі примикання середнього підкошу балки жорсткості від величини завантаження: 1 – експериментальна крива; 2 – теоретична крива, отримана згідно розробленої методики

Разом з тим розроблена методика розрахунку має можливість врахування змінності як пружних властивостей елементів (модуля пружності бетону й арматури), так і жорсткісних характеристик. Тому збіжність результатів за розробленою методикою й експериментів в пружно пластичній стадії складає 92...96%.

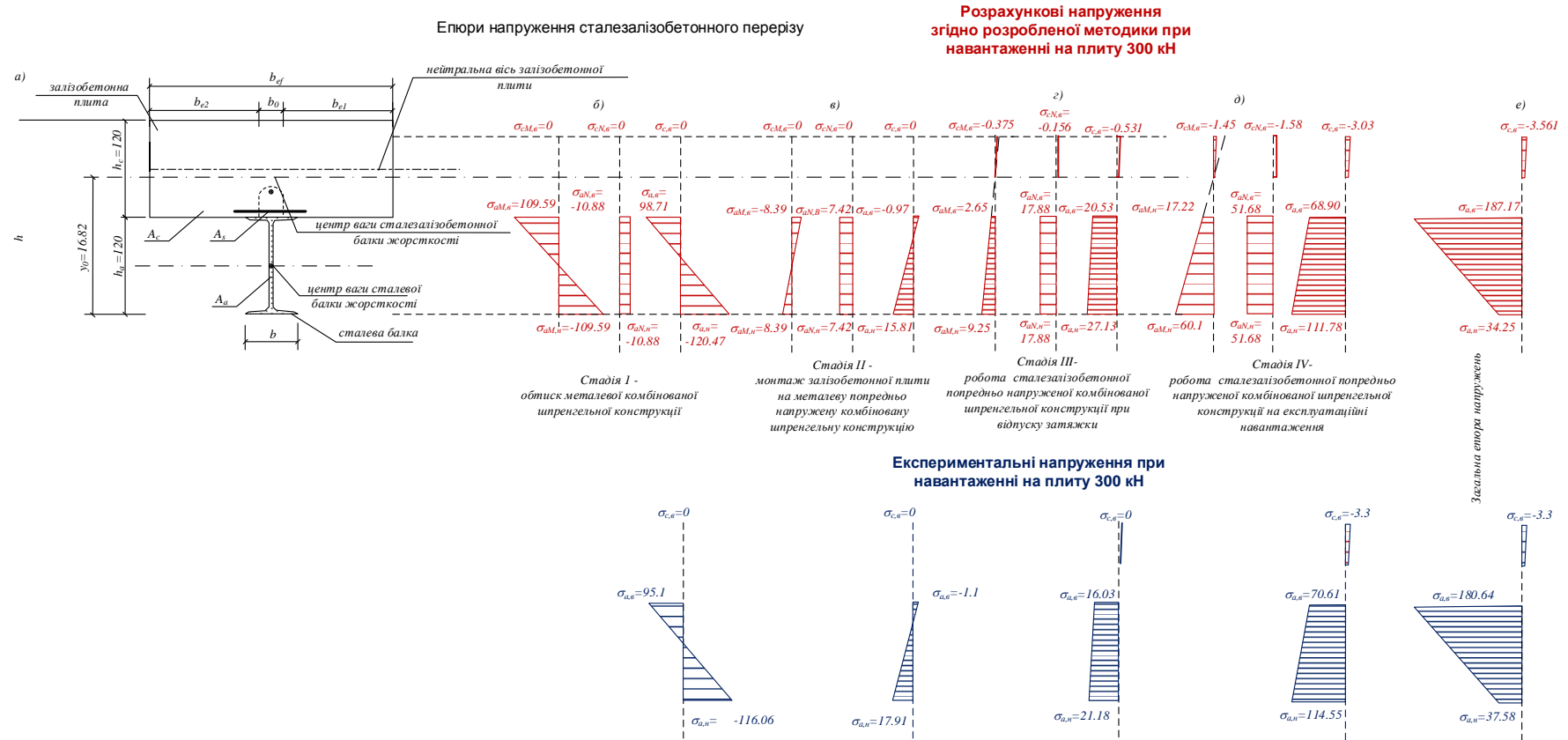


Рис. 4.46. Епюри напружень при різних стадіях навантаження балки жорсткості: а) розрахункова схема сталезалізобетонного перерізу; б) стадія I – обтиск металевої комбінованої шпренгельної конструкції; в) стадія II – монтаж залізобетонної плити на металеву ПНШК; г) стадія III – відпуск напруженої затяжки в сталезалізобетонній ПНШК; д) стадія IV – робота сталезалізобетонної ПНШК на дію експлуатаційних навантажень; е) сумарна епюра напружень.

4.5. Використання комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій у будівництві

На основі проведених експериментальних і числових досліджень, статично невизначені конструкції використані на наступних об'єктах:

1) **перекриття будівлі відпочинкового комплексу санаторію «Женева» (м.Трускавець Львівської області, вул. Суховоля, 63)** (рис.4.43). В ході виконання проекту будівництва прийнято було проведено порівняння щодо влаштування перекриття прольотом 10 і 18 м. Розглядалися варіанти з влаштування залізобетонного перекриття як збірного, так і монолітного по металевих фермах, залізобетонних попередньо напружених балках і по металевих попередньо напружених комбінованих шпренгельних конструкціях. Вертикальні елементи рами запроектовані також як сталезалізобетонні конструкції (рис.4.43, а). Крайні шести метрові прольоти представляють собою в кінцевому варіанті сталезалізобетонні перерізи, 18-ти метрові та 10-ти метрові прольоти влаштовані як комбіновані сталезалізобетонні попередньо напружені шпренгельні конструкції.

Будівля в середній частині запроектована за нерозрізною схемою 6+18+6 м, в торцевих частинах – за схемою 10+10+10м (рис.4.43).

Повне навантаження на перекриття складає 12 кН/м².

На початковій стадії проектування згідно проведених на основі розробленої методики, алгоритму і програмного забезпечення розрахунків встановлено перетини елементів металевих попередньо напружених комбінованих шпренгельних конструкцій та їх напружено деформований стан. Після влаштування металевих ПНШК в проектне положення монтувалися з кроком 2 м другорядні двотаврові балки, при цьому верхні полицки другорядних балок встановлені в одній площині з верхніми полицками балок жорсткості металевих ПНШК. По металевих балках жорсткості влаштовані петлеподібні анкери. В нижніх вузлах комбінованих шпренгельних конструкцій в залежності від архітектурних вимог влаштовані горизонтальні або косі зв'язки, які запобігають крученню ПНШК з площини. Перевагами прийнятого рішення разом з економічним ефектом (табл. 4.12) є його

легкість. З іншого боку в процесі монтажу ще до влаштування конструкції підлог мала маса перекриття відчутним є вплив різного роду динамічних навантажень.

а)



б)



в)



Рис. 4.47. Використання комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій при влаштуванні перекриттів будівлі відпочинкового комплексу санаторію «Женева» (м. Трускавець, вул. Суховоля, 63): а) - влаштування попередньо напружених комбінованих металевих шпренгельних конструкцій (I-ий етап); б) - влаштування залізобетонної плити по попередньо напружених комбінованих металевих шпренгельних конструкцій (II-ий етап); в)- просторова перехресно ребриста комбінована сталезалізобетонна попередньо напружена шпренгельна конструкція.

Таблиця 4.10

**Специфікація витрат металу на влаштування комбінованої попередньо
напруженої шпренгельної конструкції прольотом 10 м**

Позначення		Найменування					Кільк. шт.	Маса одиниці, кг	Примітка		
К-1	1	I №18		L=	10300	мм	1	185.40	185.4		
	2	L 90x90x7		L=	6700	мм	2	64.59	129.2		
	3	L 90x90x7		L=	1080	мм	4	10.41	41.6		
	4	L 90x90x7		L=	1230	мм	4	11.86	47.4		
	5	-	250	x	10	x	450	мм	2	8.83	17.7
	6	-	220	x	10	x	400	мм	2	6.91	13.8
	7	-	180	x	10	x	1000	мм	4	14.13	56.5
	8	Ø 8 A400C		L=	400	мм	9	0.16	1.4		
	9	-	350	x	10	x	800	мм	2	21.98	44.0
	10	-	120	x	10	x	120	мм	16	1.13	18.1
	10	Ø 25 A400C		L=	7300	мм	2	28.11	14.1		
Маса наплавленого металу						1.5	%	8.54			
ВСЬОГО								577.71			

Таблиця 4.11

Економічний ефект застосування конструкцій

№	Тип конструкції	Вага конструкції, кг	Вартість конструкції, грн	Вартість монтажу, грн	Всього, грн	Економічний ефект, %
1	ПНШК	577.71	12710.00	2540.00	15250.00	57.76
2	МШК	756.85	16650.70	3330.14	19980.84	44.65
3	Сталезалізобетонна балка (2двотаври №45)	1694.00	30492.00	2000.00	32492.00	10.00
4	Металева ферма	1100.00	27500.00	2000.00	29500.00	18.28
5	Металева балка (2 двотаври №55)	1860.00	34100.00	2000.00	36100.00	0.00

2) проміжне перекриття будівлі по вул. Б.Хмельницького, 176 в м. Львові.

Згідно завдання на проектування була необхідність влаштування додаткового перекриття в існуючому колишньому виробничому корпусі корпусі (рис.4.48). При проектуванні існувало ряд суттєвих обмежень, зокрема:

- 1) будівля знаходиться в поймі річки Полтва на заболочених торф'яних ґрунтах;
- 2) висота приміщень будівлі до підкрав'яних конструкцій складала 9.5 м;
- 3) на рівні першого поверху згідно проекту реконструкції передбачено фойє і зали, на другому – ресторан і офісні приміщення.

Такі обмеження накладали труднощі в застосуванні палевих фундаментів, а також ферм чи балок перекриття.

Застосування сталезалізобетонного попередньо напруженого комбінованого шпренгельного перекриття прольотом $L=12\text{м}$, в тому числі з одно- і двоконсольними виступами, дало змогу здешевити виконання робіт як з конструктивних рішень, так і при виконанні будівельно-монтажних робіт. Слід зауважити, що виготовлення металевої попередньо напруженої комбінованої шпренгельної конструкції здійснювалось безпосередньо на будівельному майданчику.



Рис. 4.48. Використання комбінованих сталезалізобетонних ПНШК на проміжному перекритті будівлі по вул. Б.Хмельницького, 176 в м. Львові

В ході виконання проекту реконструкції було розраховано з використанням розробленої методики шість різновидів комбінованого сталезалізобетонного

попередньо напруженого шпренгельного перекриття: однопрольотні безконсольні, одноконсольні, двоконсольні). ПНШК влаштовувались з кроком 2 м по головних металевих балках, які монтувались на металеві обойми посилення існуючих залізобетонних збірних колон каркасу.

Економічний ефект застосування комбінованого сталезалізобетонного попередньо напруженого шпренгельного перекриття в порівнянні з іншими варіантами, отриманих в ході виконання техніко-економічного обґрунтування, склав 35.16% (табл. 4.13).

Таблиця 4.12

Економічний ефект застосування конструкцій

№	Тип конструкції	Вага конструкції, кг	Загальна вартість конструкції, грн	Економічний ефект, %
1	ПНШК	126	1733.76	35.16
2	МШК	188.5	2593.76	3.00
3	Сталезалізобетонна балка	193.4	1995.89	25.36
4	Металева балка	259.1	2673.91	0.00

3) **будівля «Таврія В»** (рис.4.49) (м. Львів, вул. Зубрівська, 38. Розробник проекту - ТзОВ «Компанія «Спецпроектбуд»).

При виконанні проекту будівництва в якості перекриття середньої двоповерхової частини будівлі було застосовано комбіновані сталезалізобетонні попередньо напружені шпренгельні конструкції перекриття прольотом $L=12\text{м}$ (табл.4.15). Залізобетонна плита перекриття влаштовувалась по металевому профільному настилу. Колони рами будівлі влаштовані як сталезалізобетонні елементи. На початковій стадії будівництва колони влаштовувались як наскрізні металеві з подальшим їх бетонуванням. Проведені перевірочні розрахунки показали, що найбільш оптимальним варіантом для влаштування перекриття є комбіновані сталезалізобетонні попередньо напружені шпренгельні конструкції в порівнянні з аналогічними ненапруженими (табл.4.14).

**Специфікація витрат металу на влаштування комбінованої
сталезалізобетонної шпренгельної конструкції прольотом 12 м**

Позиція	Назва елементу	Кількість на один елемент	Загальна довжина, м	Вага, кг			
				1 м	загальна	всього	
ПНШК-1	1	I №27	1	3.57	32.00	114.08	669.12
	2	I №27	1	5.59	32.00	178.88	
	3	I №27	1	6.00	32.00	191.84	
	4	L 100x7	4	6.52	9.64	62.85	
	5	L 75x50x5	4	2.46	4.25	10.46	
	6	L 100x10	2	10.25	10.80	110.70	
	9	- 170x10	2	1.28	0.00	0.00	
	10	- 260x10	4	2.00	0.00	0.00	
	11	- 165x10	4	2.00	0.00	0.00	
	12	- 60x10	2	0.26	1.21	0.31	

Економічний ефект застосування комбінованого сталезалізобетонного попередньо напруженого шпренгельного перекриття в порівнянні з іншими варіантами, отриманих в ході виконання техніко-економічного обґрунтування, склав 22.36 % (табл. 4.16). Разом з тим необхідно відмітити, що при влаштуванні конструкцій такого типу в зоні дії динамічних навантажень доцільно звернути увагу на збільшення маси перекриття.



Рис. 4.49. Використання комбінованих сталезалізобетонних ПНШК при влаштуванні перекриття будівлі «Таврія-В» (м. Львів, вул. Зубрівська, 38)

Таблиця 4.14

**Специфікація витрат металу на влаштування комбінованої
сталезалізобетонної попередньо напруженої шпренгельної конструкції
прольотом 12 м**

Позиція	Назва елементу	Кількість на один елемент	Довжина позиції, мм	Загальна довжина, м	Вага, кг			
					1 м	загальна	всього	
ПНШК-2	1	I №16	1	3565	3.57	16.00	57.04	439.23
	2	I №16	1	5590	5.59	16.00	89.44	
	3	I №16	1	5995	6.00	16.00	95.92	
	4	L 100x7	4	1630	6.52	9.64	62.85	
	5	L 75x50x5	4	615	2.46	4.25	10.46	
	6	L 100x10	2	5125	10.25	10.80	110.70	
	9	- 170x10	2	640	1.28	0.00	0.00	
	10	- 260x10	4	500	2.00	0.00	0.00	
	11	- 165x10	4	500	2.00	0.00	0.00	
	12	- 60x10	2	130	0.26	1.21	0.31	
	13	Ø 25A400C	2	6500	13.00	3.85	12.51	

Таблиця 4.15

Економічний ефект застосування конструкцій

№	Тип конструкції	Вага конструкції, кг	Загальна вартість конструкції, грн	Економічний ефект, %
1	ПНШК	439.23	12981.00	22.36
2	МШК	669.12	16720.00	0

4.6. Висновки до розділу 4

1. Проведено числовий експеримент сталезалізобетонних попередньо напружених комбінованих шпренгельних конструкцій прогоном 6 м. Похибка отриманих результатів натурального випробування такої конструкції з результатами, які отримані в ході теоретичного розрахунку за розробленою в роботі методикою, алгоритмом і програмним забезпеченням, складає 2...9%.

2. Запроектована експериментальна модель показала достовірність розробленої математичної моделі, алгоритму і програмного забезпечення, в тому числі з врахування оптимізації щодо рівнонапруженого стану елементів і перерізів конструкції. Пластична стадія роботи розпочалась в її елементах (металевій затяжці, опорній зоні балки жорсткості, стиснутому розкосі і залізобетонній плиті) при навантаженні $P=300$ кН.

3. Випробувані експериментальні моделі показали достатню несучу здатність. Пружно-пластична стадія роботи розпочалась при зовнішньому навантаженні $P=300$ кН, що на 38% перевищує максимально нормовані розрахункові навантаження для перекриттів середніх прольотів громадських будівель.

4. Використовуючи отримані в ході виконання роботи теоретичні і експериментальні результати, розроблені конструктивні рішення вузлів сталезалізобетонних попередньо напружених комбінованих шпренгельних конструкцій.

5. Економічний ефект за витратами матеріалів складає 23%.

6. В умовах виготовлення комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій математична вісь змінює своє положення. При цьому за рахунок дії поздовжньої сили крайнього розкосу утворюється згинальний момент поза опорною реакцією, збільшуючи поперечну силу в приопорній зоні. Тому при проектуванні комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій в розрахунках в обов'язковому порядку необхідно перевіряти стійкість стінки металевого прокату балки жорсткості в опорній зоні. Для збільшення жорсткості стінки доцільно застосовувати ребра жорсткості, розраховані згідно існуючих норм.

7. При розрахунках комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій, як показують проведені теоретичні та експериментальні дослідження, доцільно враховувати ширину полицки b_{eff} залізобетонної плити сталезалізобетонної балки жорсткості згідно вимог існуючих норм. Довжину L_e необхідно приймати як відповідну відстань між точками

нульових моментів як в комбінованій попередньо напруженій металевій шпренгельній конструкції при завантаженні її постійним і корисним навантаженням.

8. В сталезалізобетонних попередньо напружених комбінованих шпренгельних конструкцій залізобетонна плита працює в двох напрямках. При проектуванні необхідно перевірити роботу плити в короткому напрямі, так як в середній частині плити спостерігаються при значних навантаженнях прогини, більші за нормативні.

9. При армуванні залізобетонної плити необхідно нижню арматуру сітки влаштувати в короткому напрямі.

ОСНОВНІ РЕЗУЛЬТАТИ І ВИСНОВКИ

1. В роботі розроблені нові комбіновані сталезалізобетонні попередньо напружені шпренгельні конструкції з регулюванням зусилля натягу зтяжки нижньої підвіски.

2. Розроблена математична модель розрахунку комбінованої сталезалізобетонної попередньо напруженої шпренгельної конструкції, яка задовільняє умовам рівноваги, сумісності деформацій та фізичним умовам.

3. Запропонована методика, алгоритм і програмне забезпечення просторового розрахунку несучої здатності елементів комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних систем з використання ітераційного пошуку оптимальних параметрів напруженого деформованого стану елементів і геометричних форм конструкцій, в тому числі з врахуванням фізичної нелінійності.

4. На підставі розроблених методики, алгоритму і програмного забезпечення теоретично досліджено вплив зміни параметрів елементів комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних систем на напружено деформований стан елементів, міцність та деформативність конструкцій.

5. Проведено натурний експеримент комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій прогоном 6 м. Похибка отриманих результатів натурального випробування такої конструкції з результатами, які отримані в ході теоретичного розрахунку за розробленою в роботі методикою, алгоритмом і програмним забезпеченням, складає 2...8%.

6. Проведено аналіз отриманих експериментальних даних і порівняння їх з теоретичними результатами розрахунку міцності й деформативності комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій за запропонованою методикою та подібними методами розрахунку. При застосуванні попереднього натягу напруження по верхній грані полиці двотавра балки жорсткості на 23 % менші за допустимі значення, по нижній грані полиці двотавра напруження

становили $\sigma_{ан,е}=37.58$ МПа. На верхній грані залізобетонної плити напруження від дії згинального моменту складають $\sigma_{св}=3.03$ МПа.

7. Експериментально встановлено, що при максимальних навантаженнях $q=16.76$ кН/м² в перерізах плити виникають нормальні тріщини шириною розкриття $a_{сrc} = 0,42$ мм, які мають тенденцію розвитку до торців плити.

8. Залізобетонна плита в сумісній роботі з металевою балкою жорсткості працює з консольними завісами $L_k=0.5$ м. Прогин в середній частині залізобетонної плити становить $f=16.27$ мм і перевищує допустимі знання прогинів.

9. Економічний ефект за витратами матеріалів в порівнянні з іншими конструкціями складає 3%...57.76%, в тому числі зі сталезалізобетонною шпренгельною конструкцією - 9.8%.

ЛІТЕРАТУРА

1. Абовская С. Н. Новые пространственные сталежелезобетонные конструкции покрытия [Текст] / С. Н. Абовская.- Красноярск : Стройиздат, 1992. – 238 с.
2. Аметов Ю. Г. Вплив режиму навантаження і тривалого витримування під навантаженням на несучу здатність сталебетонних балок [Текст] : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Ю. Г. Аметов. – К., 2003. – 20 с.
3. Аргирис Дж. Современные достижения в методах расчета конструкций с применением матриц: Пер. с англ./ Под ред. А.Ф.Смирнова.- М.: Стройиздат, 1968.- 241 с: ил.
4. Асанов В.В. Сталезалізобетонні згинальні елементи з локальним та технологічним попереднім: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / В.В. Асанов.- Харків, 2004. – 17 с.
5. Бабич Є.М. Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок із використанням деформаційної моделі: Рекомендації / Є.М. Бабич, В.Є. Бабич, В.В. Савицький// – Рівне: НУВГП, 2005. – 37 с.
6. Балабух Я.А. Застосування сучасних методів розрахунку для проектування сталезалізобетонних прогонових будов мостів / Я.А. Балабух // Дороги і мости. – К.: ДерждорНДІ, 2009. –№11. – С.11-18.
7. Бамбура А.М. До оцінки здатності сталебетонних елементів, що згинаються, на основі деформаційного методу і реальних діаграм деформації матеріалів / А.М. Бамбура, Ю.Г. Аметов // Сталезалізобетонні конструкції – Кривий Ріг: КТУ, 2004. – № 6. – С.71-76.
8. Бамбура А.М. Експериментальні основи прикладної деформаційної теорії залізобетону [Текст]: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня докт. техн. наук: 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ А.М. Бамбура. – Харків, 2006. – 49 с.

9. Бандин В.А., Бельський Г.Е. Основные положения расчета стальных конструкций по предельным состояниям / В.А. Бандин, Г.Е. Бельський // Изв. Вузов. Стр-во и архитектура. – 1980 – №11. – С. 32-37.
10. Барашиков А. Я. Расчет железобетонных конструкций на действие длительных переменных нагрузок [Текст] / А. Я. Барашиков. – К. : ІСДО, 1993. – 204 с.
11. Барзилович Д. В. Розвиток національної нормативної бази в будівництві України [Текст] / Д. В. Барзилович, В. Г. Тарасюк, П. І. Кривошеєв // Будівельні конструкції : зб. наук, праць : у 2-х кн. – К. : ДП. НДІБК, 2011. – Кн. 1, вин. 75. – С. 9-17.
12. Беленя Е.И. Современное состояние и перспективы развития предварительно напряженных стальных конструкций /Е.И. Беленя// Известия вузов. Строительство и архитектура. –1960. – №6. – С. 15-19.
13. Белый Г.И. О расчете пространственно-деформируемых стержневых элементов конструкций / Г.И. Белый // Металлические конструкции и расчет сооружений: Межвуз. темат. сб. тр. / ЛИСИ. – Л. – 1981. – С. 48-55.
14. Беляев Б.И. Об оптимальном укрупнении строительных конструкций на заводах / Б.И. Беляев // Промышленное стр-во. – 1963.- № 8. – С. 19-22.
15. Бельський Г.Е. Основные положения расчета стальных конструкций по стандарту СЭВ 3972-88 / Г.Е. Бельський // Строит. механика и расчет сооружений. – 1984. - № 4. – С. 8-18.
16. Бельский М.Р. Усиление стальных конструкций / М.Р. Бельский , А.Н. Лебедев// К.: Будівельник, 1981. – 117 с
17. Биба В.В. Стиснені сталезалізобетонні елементи зі стрічковим армуванням: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / В.В. Биба.- Полтава, 2006. – 16 с.
18. Бирюлев В.В. О выборе высоты металлических форм / В.В. Бирюлев, Ю.И. Щербаков // Изв. вузов. – Стр-во и архитектура. – 1974. – № 3. – С. 16-20.

19. Бліхарський З.Я. Реконструкція та підсилення будівель та споруд /З.Я. Бліхарський. – Львів: Вид-во Львівської політехніки, 2008. – 106 с.
20. Блихарский З.Я. Прочность и деформативность предварительно напряженных сталебетонных балок, потери и сцепление нового вида полосовой арматуры: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 /Блихарский Зеновий Ярославович.- Л., 1989. – 212 с.
21. Бобало Т. В. Міцність та деформативність сталебетонних балок, армованих високоміцною стержневою арматурою в поєднанні з стрічковою: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» /Т.В. Бобало.- Львів, 2012. – 21 с.
22. Богданов О.М. Збірні залізобетонні згинальні елементи з двохетапним локальним попереднім напруженням [Текст]: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди” /О.М. Богданов.- Харків, 2007 – 16 с.
23. Бурченя С. П. Робота сталебетонних балок, армованих просічно-втяжним листом, виготовлених із бетонів різних класів /С.П. Бурченя, І.М. Добрянський// Будівництво України. – 2014. – № 1. – С. 18-21.
24. Васильев А.П. Работа профилированного настила в нормальном сечении монолитных плит с комбинированным армированием / А.П. Васильев, В.М. Горшкова, Д.Н. Лазовский // Бетон и железобетон. –1991. – № 8 – С. 16-18.
25. Васюта В. Б. Сжатые трубобетонные элементы с различными видами оболочек и ядер [Текст] : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди” / В. Б. Васюта. - Полтава, 2002. - 16 с.
26. Ватуля Г. Л. Несуча здатність сталебетонних балок прямокутного перерізу зміцнених сталевим шпренгелем : автореф. дис. на здобуття наук ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди” / Г. Л. Ватуля. – Харків, 1999. – 17 с.

27. Вахуркин В.М. Предварительное напряжение и оптимальная форма изгибаемых элементов/ В.М. Вахуркин // Проектстальконструкция. "Материалы по стальным конструкциям" – М: Госстройиздат, 1958. – №3. – С. 48-56.

28. Вибранець Ю.Ю. Міцність і деформативність комбінованих металевих систем, об'єднаних у сумісну роботу зі залізобетонною плитою: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 "Будівельні конструкції, будівлі та споруди" / Ю.Ю.Вибранець.– Львів, 2016. – 20 с.

29. Віхоть С.І. Міцність і деформативність комбінованих металевих конструкцій з урахуванням раціонального проектування: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 "Будівельні конструкції, будівлі та споруди" /С.І. Віхоть.-Львів, 2015. – 20 с.

30. Воеводин А.А. Предварительно напряжённые системы элементов конструкций / А.А. Воеводин// М.: Стройиздат, 1989. – 304 с.

31. Воронков Р.В. Железобетонные конструкции с листовой арматурой [Текст] / Р. В. Воронков// – Л.: Стройиздат, 1975. - 145 с.

32. Воскобійник О. П. Експериментальні дослідження мінливості геометричних та фізико-механічних властивостей стиснутих трубобетонних елементів [Текст] / О. П. Воскобіник // Вісник ДонДАБА : матеріали 30 (3 міжнар.) наук. конф. студентів, аспірантів і молодих вчених. – Макіївка, 2004. – № 3 (45). – С. 79-83.

33. Гаврыляк А. И. Деформативность изгибаемых сталебетонных элементов с листовой арматурой периодического профиля при длительном действии загрузки: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 /Гаврыляк Анатолий Иванович.- Л., 1974. – 192 с.

34. Гайдаров Ю.В. Предварительно напряженные металлические конструкции Текст. / Ю.В. Гайдаров. М. // Стройиздат, 1971. – 145 с.

35. Гайдук О. М. Напружено-деформований стан та розрахунок несучої здатності сталебетонних елементів, що працюють на позацентровий стиск та згинання: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 "Будівельні конструкції, будівлі та споруди"/О.М. Гайдук.- Полтава, 1996. – 23 с.

36. Геммерлинг А. В. О методах оптимизации конструкций [Текст] / А. В. Геммерлинг // Строительная механика и расчет сооружений. – 1971. – № 2 – С. 7-11.
37. Гениев Г. А. Вопросы оптимизации расхода материалов в многоэлементных системах с позиций минимальной вероятности их отказа [Текст] / Г. А. Гениев // Известие вузов : Строительство. – 2002. – № 1 - 2. – С. 17-22.
38. Гитман Э.М. Рациональные способы регулирования и предварительного напряжения неразрезных сталежелезобетонных пролетных строений с использованием высокопрочной арматуры / Э.М. Гитман // Исследования стальных и сталежелезобетонных мостов. – М.: Транспорт, 1973. – С. 45-60.
39. Глазунов Ю.В. Конструктивные и технологические особенности сталебетона / Ю.В. Глазунов // Коммунальное хозяйство городов – Х., 2008 – №81– С. 10-15..
40. Глотов И.Б. Расчет и конструирование сталежелезобетонных балок-мостов / И.Б. Глотов // Совершенствование конструкций и методов расчета мостов и мостовых переходов. – 1974. – №67. – С. 67-71.
41. Гнідець Б.Г. Конструктивно-технологічні системи для малоповерхового житлового та іншого індивідуального будівництва зі збірно-розбірними легкокомпонованими каркасами з однотипних збірних елементів /Б.Г. Гнідець, Р.Б. Гнідець// Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – К.: ДП НДІБК, 2011. – Вип.74. – кн.2. – С.152-158.
42. Гнітько О.В. Імовірнісний розрахунок і оцінка ступеня відповідальності елементів сталевих статично невизначених конструкцій: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди” / О.В. Гнітько// Полтава, 1999. – 18 с.
43. Гоголь М.В. Проектування і розрахунок комбінованих металевих конструкцій з регулюванням зусиль/ М.В. Гоголь, М.Р. Більський, І.Д.Пелешко // Современные строительные конструкции из металла и древесины. Сб. науч. трудов ОГАСА. Часть 1. – Одеса, 2006. – С. 34–39

44. Гоголь М.В. Узагальнений метод розрахунку металевих конструкцій з регулюванням зусиль / М.В. Гоголь // Теорія і практика будівництва: вісник НУ "Львівська політехніка". – 2002. – № 462. – С. 25-34.

45. Гоголь М.В. Проблема економічності несучих металоконструкцій перекриття та покриття / М.В. Гоголь // Теорія і практика будівництва: вісник НУ "Львівська політехніка". – 2004. – №. 520. – С. 42-45.

46. Голоднов К. А. Жесткость сталежелезобетонных изгибаемых элементов реконструируемых зданий и сооружений / К. А. Голоднов // Вісн. Донбас. держ. академії будівництва і архітектури : Будівельні конструкції, будівлі та споруди – Баштові споруди: матеріали, конструкції, технології. : зб. наук. праць. – Макіївка : ДонДАБА, 2005. – Вип. 2005-8 (56). – С. 65–69.

47. ГОСТ 12004–81. Сталь арматурная. Методы испытания на растяжения [Текст]. – Введ. 1983-07-01 – М.: Стройиздат, 1981. – 14 с.

48. ГОСТ 1497–84. Металлы. Методы испытания на растяжение [Текст]. – Введ. 1986-01-01 – М.: Стройиздат, 1984. – 56 с.

49. Гриневич Є.О. Підсилення залізобетонних балок локальним обтисненням додатковою зовнішньою арматурою [Текст]: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди” / Є.О. Гриневич. – Х., 2004. – 16 с.

50. ДБН А.1.1-1-93. Система стандартизації та нормування в будівництві. Основні положення [Текст]. – На заміну СНиП 1.01.01-82* ; чинні 1993-07-01.- К. : Мінбудархітектури України, 1993. – 11 с.

51. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування [Текст]. – На заміну СНиП 2.01.07-85; чинні 2007-01-01.– Держбуд України. – К.: НДІБВ, 2006. – 75 с.

52. ДБН В.1.2-14:2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ [Текст]. – На заміну ГОСТ 27751; чинні 2009-10-01. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 43 с.

53. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення [Текст]. – На заміну СНиП 2.03.01-84*; чинні 2011-06-01. – К.: ДП "Укрархбудінформ", 2011. – 71 с.
54. ДБН В.2.6-160:2010. Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення [Текст] – чинні 2011-09-01. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с.
55. ДБН В.2.6-163:2010. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу [Текст]. – На заміну СНиП II-23-81*; чинні 2011-12-01.– К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 202 с.
56. ДБН 8.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування [Текст]. – На заміну СНиП 2.05.03-84 ; чинні 2007-02-01. – К. : Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006. – 359 с.
57. ДБН 362-92. Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації [Текст]. – Чинні 1992 - 07- 01. – К.: Держбуд України, 1992. – 45 с.
58. Демчина Б.Г. Дослідження вогнестійкості сталобетонних балок з зовнішнім штабовим армуванням/ Клименко Ф.Е., Демчина Б.Г., Добрянський І.М.// Резерви прогресу в арх. і буд-ві: Вісник ЛПП. –Львів, 1991.- № 252
59. Добрянський І.М. Сталобетонні балкові елементи з робочим армуванням у вигляді просічно-витяжного листа: методика випробування та дослідження / І. Добрянський, С. Бурчєня, І. Шмиг // Теоретичні і практичні аспекти розвитку агропромислового виробництва та сільських територій : матер. Міжнар. наук.-практ. форуму, 21-24 вер. 2011 р. – Львів, 2011. – С. 438-444.
60. Дорофєєв В.С. Расчѐт изгибаемых элементов с учѐтом полной диаграммы деформирования бетона / В.С. Дорофєєв, В.Ю. Барданов // Монографія. – Одесса: ОГАСА, 2003. – 210 с.
61. ДСТУ 3760-2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій [Текст]. – На заміну 3760-98; чинні 2006-12-11.– К.: Держспоживстандарт України, 2007. – 28 с.

62. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини та переміщення. Вимоги проектування [Текст]. – Чинні 2007-01-01. – К.: Мінбуд України, 2006. – 15 с.
63. 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 [Текст]. – Чинні 1996-04-01. – Київ, 1997. – 29 с.
64. ДСТУ Б В.2.7-214:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними разками [Текст]. – На заміну ГОСТ 10180-90; чинні 2010-09-01. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 43 с.
65. ДСТУ Б В.2.7-215:2009. Бетони. Правила підбору складу [Текст]. – На заміну ГОСТ 27006-86; чинні 2010-09-01. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 14 с.
66. ДСТУ Б В.2.7-217:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона. [Текст]. – На заміну ГОСТ 24452-80; чинні 2010-09-01. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 16 с.
67. ДСТУ Б В.2.7-224:2009. Бетони. Правила контролю міцності [Текст]. – На заміну ГОСТ 18105-86; чинні 2010-09-01. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 23 с.
68. ДСТУ Б В.2.7-43-96. Бетони важкі. Технічні умови [Текст]. – На заміну ГОСТ 26633-91; чинні 1997-01-01. – К.: Держкоммістобудування України, 1997. – 18 с.
69. Єврокод 4. Проектування комбінованих сталезалізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні норми і правила для будівель / Український переклад англійської версії // НДІБК – Київ, 2007.– 118 с.
70. Єфіменко В.І. Експлуатаційна надійність сталезалізобетонних конструкцій/ В.І. Єфіменко // Сталезалізобетонні конструкції.– Кривий Ріг, 2000. – №4.– С. 9-14.
71. Забродин М.П., Егоров В.В. Экспериментальное исследование шпренгельных конструкций с перфорированной балкой жесткости и комбинированным предварительным напряжением / М.П. Забродин, В.В. Егоров //

Металлические конструкции и испытания сооружений: Межвуз. темат. сб. тр. / ЛИСИ. – Л.: 1984. – С. 147-154.

72. Іваник Ю.І. Дослідження напружено-деформованого стану сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій в умовах поетапної роботи / Б.Г. Демчина, Ю.І. Іваник // Містобудування та територіальне планування: Наук.-техн. збірник. – К., КНУБА, 2016. – №61– С. 50-61.

73. Іваник Ю.І. Експериментальні дослідження міцності й деформативності сталезалізобетонної статично невизначеної комбінованої шпренгельної конструкції / Б.Г. Демчина, Ю.І. Іваник, Б.Л. Назаревич // Nowoczesne rozwiązania materialowe i konstrukcyjne oraz problemy eksploatacyjne dotyczące budownictwa ogólnego i hydrotechnicznego: Monografia jubileuszowa. - Poznan, 2016.- p. 453-464.

74. Іваник Ю.І. Математична модель комбінованих попередньо напружених сталезалізобетонних шпренгельних конструкцій / Ю.І. Іваник // Актуальні проблеми інженерної механіки: Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса, 2016.

75. Іваник Ю.І. Міцність і деформативність сталезалізобетонної статично невизначеної комбінованої шпренгельної конструкції / Ю.І. Іваник, Ю.Ю. Вибранець // Архітектура і сільськогосподарське будівництво: Вісник Львівського Національного аграрного університету. – Львів, 2015 р. – № 16. – С. 88-99.

76. Іваник Ю.І. Розрахунок просторових попередньо напружених комбінованих сталезалізобетонних шпренгельних конструкцій / Б.Г. Демчина, Ю.Ю. Вибранець, Ю.І. Іваник // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб.науч.трудов. – Дніпропетровськ, 2015– № 82. – С. 77-84

77. Іваник Ю.І. Статичний розрахунок рам з використанням пружних опор / Й.Й. Лучко, Ю.І. Іваник // Діагностика, довговічність та реконструкція мостів і будівельних конструкцій: зб.наук. праць. – Львів: Каменяр, 2009. – № 11. - С. 67-81.

78. Избаш М.Ю. Локально предварительно напряжённые сталежелезобетонные конструкции для нового строительства и реконструкции [Текст]: дис...доктора техн. наук: 05.23.01 / Избаш Михаил Юьевич.- Харьков, 2008. – 311 с.

79. Карновский М.Г. Прочность анкерных связей монолитных железобетонных перекрытий с профилированным настилом [Текст] / М. Г. Карповский // Современные проблемы строительства. – Донецк, 2001. – С. 211-216.
80. Кваша В. Г. Пространственный расчет железобетонных перекрестно- и плитно-ребристых конструкций в упруго-пластической стадии работы / В. Г. Кваша // Строительные конструкции. – К. : НИИСК, 1993. – № 45-46. –С. 80-82.
81. Кваша В.Г. Дослідження роботи поширених прогонових будов мостів на моделях/ В.Г. Кваша, П.М. Коваль // Теорія і практика будівництва: вісн. ДУ «Львівська політехніка». – 1996. – № 287.– С. 51-56.
82. Кебенко В. Н. Новое в расчете несущей способности сталебетонных элементов в Германии [Текст] / В.Н. Кебенко, В.М. Сурдин // Сталезалізобетонні конструкції : зб. наук, праць. – Кривий Ріг, 2000. – № 4. – С. 35-41.
83. Кикин А. И. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном (Текст] / А. И. Кикин, Р. С. Санжаровский, В. А. Трулль.- М.: Стройиздат, 1974. – 145 с.
84. Кінаш Р. І. Методи нормування тимчасових навантажень та оцінювання надійності будівельних конструкцій за умов неповної інформації [Текст] : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня д-ра техн. наук : спец. 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди”/ Р. І. Кінаш. – К., 2001. – 30 с.
85. Клименко Ф.Є. Сталебетонные конструкции – эффективный вид строительных конструкций / Ф.Е. Клименко // Пром. Стр-во – 1979 – №6 – С. 13-16.
86. Клименко Ф.Е. Сталебетонные конструкции с внешним полосовым армированием / Ф.Е. Клименко// – К.: Будівельник, 1984. –88 с.
87. Клименко Ф.Е. Исследование прочности и деформативности сталежелезобетонных изгибаемых элементов с листовой сталью на тяжелом и легком бетонах / Ф.Е. Клименко, В.М. Барабаш// Бетон и железобетон, 1972 – №8 – С. 5-6.
88. Климов Ю. А. К расчёту прочности сжатых железобетонных элементов, усиленных металлической обоймой [Текст] / Ю. А. Климов, Р. А. Пискун // Будівельні конструкції: зб. праць. – К.: НДІБК, 2001. – № 54. – С. 306-309.

89. Козарь В. І. Напружено-деформований стан залізобетонних плит по сталевому профільованому настилу [Текст] / В. І. Козарь // Галузеве машинобудування, будівництво : зб. наук, праць. – Полтава : ПолтНТУ., 1999. – № 4. – С. 87-90.

90. Костиков Л. М. История создания железобетона [Текст] / Л. М. Костиков // Материалы по истории строительной техники : сб. статей ; под. ред. Г. М. Людвиг. – М.: Госстройиздат, 1962. – № 2. – С. 67-119.

91. Крамарчук А.П. Міцність та деформації сталебетонних згинаних елементів із додатковою стержневою арматурою [Текст]: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди” / А.П. Крамарчук.- Львів, 2004. – 22 с.

92. Кушнір Ю.О. Експериментальні дослідження міцності сталевих балок, що підсилені горизонтальними затяжками / Ю.О. Кушнір // Комунальне господарство міст. Серія технічні науки та архітектура. – Харків, 2012. – № 105. – С. 168 - 179.

93. Лихтарников Я.М. Вариантное проектирование и оптимизация стальных конструкций / Я.М. Лихтарников//– М.: Стройиздат, 1979. – 319 с.

94. Лозовой Ю.И. Усиление железобетонных конструкций, находящихся под нагрузкой, методом предварительного их напряжения термическим и электротермическим способом / Ю.И. Лозовой, Е.Р. Хило // Тезисы докладов научно-технической конференции. – Львов, ЛПИ, 1964. – С. 13 - 15.

95. Мазурак А.В. Міцність попередньо напружених сталебетонних балок в зоні дії поперечних сил [Текст] : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди” / А.В. Мазурак.– Львів, 1996. – 18 с.

96. Металлические конструкции: в 3 т. : учеб. для строит. вузов; под ред. В.В. Горева. – М.: Высш. шк., 1999. – Т. 3:Специальные конструкции и сооружения – 544 с.

97. Микула Н.В. Напряженное состояние бетона, заключенного в сплошную стальную обойму: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец.

05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди” / Н.В. Микула.– Полтава, 1991. – 24с.

98. Михайлов В.В. Предварительно напряжённые комбинированные и вантовые конструкции // В.В. Михайлов. – М.: АСВ, 2002. – 255 с.

99. Особенности предварительного напряжения сталежелезобетонных конструкций [Текст] / Шагин А.Л., Избаш М.Ю., Асанов В.В., Шемет О.Н. // Будівельні конструкцій: зб. Наук. праць. – Вип. 59. – К.: НДІБК, 2003. – С. 31-39.

100. Пенц В.Ф. Підсилення металевих балок горизонтальною затяжкою без попереднього напруження / В.Ф. Пенц, Ю.О.Кушнір // Збірник наукових статей магістрів будівельного факультету. – Полтава: ПолтНТУ, 2009. – С. 26 - 28.

101. Пенц В.Ф. Деформативність металевих балок, які підсилені попередньо-напруженою горизонтальною затяжкою / В.Ф. Пенц, Ю.О.Кушнір // Зб. наук. праць студентів університету за матеріалами Всеукраїнської науково-практичної конференції "Проблеми й перспективи розвитку академічної та університетської науки (Полтава, 16-18 грудня 2009 р.) – Полтава: ПолтНТУ, 2009 – С.23 - 25.

102. Пенц В.Ф. Дослідження попередньо напружених сталезалізобетонних балок / В.Ф. Пенц, Ю.О.Кушнір // Тези 64-ої наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету (Полтава, 17 квітня – 11 травня 2012 р.). – Том 2. – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – С. 198 - 199.

103. Перельмутер А.В. О влиянии изменения жесткостей на перераспределения усилий в статически неопределенной системе / А.В. Перельмутер // Строит. механика и расчет сооружений – М.: 1974. – № 5. – С. 64-67.

104. Пермяков В.О. Проектування раціональних комбінованих металевих конструкцій / Укл.: В.О. Пермяков, М.В. Гоголь, І.Д. Пелешко, М.Р. Більський, Б.С. Чайка // За ред. проф. В.О. Пермякова. – Львів: Видавництво Національного університету "Львівська політехніка", – 2005.– 180 с.

105. Пермяков В.О. Рекомендації з проектування раціональних металевих несучих конструкцій перекриттів та покриттів для наукових працівників, аспірантів, студентів будівельних спеціальностей, інженерно-технічних працівників проектних

і науково-дослідних організацій та підприємств будівельного профілю / Укл.: В.О. Пермяков, М.В. Гоголь. – Львів: Видавництво Національного університету "Львівська політехніка", – 2006. – 24 с.

106. Пічугін С. Ф. Про використання жорстких вантів для підсилення залізобетонних балок [Текст] / С. Ф. Пічугін, О. В. Семко, М. В. Бібік // Строительство, материаловедение, машиностроение : зб. наук, праць. – Дн-ск : ПГАСА., 2003. – № 25. – С. 196-200.

107. Попов Г.Д. Регулирование усилий в мостовых конструкциях/ Г.Д. Попов //Научные труды МИСИ им.В.В.Куйбышева. – М.: 1962. – С.271-282.

108. Пособие по проектированию усиления стальных конструкций (к СНиП 11-23-81*) [Текст] / УкрНИИПроектстальконструкция Госстроя СССР. – М. : Стройиздат, 1989. – 159 с.

109. Рекомендации по определению геометрических параметров кубов и поверке форм для контрольных образцов бетона. – М.: Стройиздат, 1987. –40с.

110. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом [Текст] / НИИЖБ, ЦНИИПромзданий Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1987. – 42 с.

111. Рекомендации по проектированию монолитных металложелезобетонных перекрытий со стальными прогонами и профнастилом. – Донецк: Промстрой-НИИпроект, 1989. – 35 с.

112. Романюк В.В. Перевірка міцності перфорованих згинальних та стиснуто-згинальних сталевих елементів за деформованою та недеформованою схемами / В.В. Романюк, В.В. Супрунюк // Вісник НУВГП. – Рівне. 2004. – №3 (27) – С. 186–191.

113. Салійчук Л.В. Експериментальні дослідження та теоретичне обґрунтування міцності анкерування в бетон вклеєних стержневих анкерів при зсуві / Л.В. Салійчук // Зб. Будівельні конструкції. – К.: НДІБК, 2011. – №. 74 –С.494-506.

114. Санжаровский Р.С. Трубобетонные конструкции в строительстве/ Р.С. Санжаровский // Промышленное строительство. – 1979. – №5. – С. 22-23.

115. Сахновский М.М. Технологичность строительных стальных конструкций / М.М. Сахновский – Киев: Будівельник, 1980. – 262 с.
116. Семко О.В. Экспериментально-теоретичні дослідження нерозрізних сталезалізобетонних балок з гнучкими анкерами / О.В. Семко, С.А. Гудзь, В.В. Дарієнко // Ресурсо-економні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр.– Рівне, 2008. – №16 – С.344-351.
117. Семко О. В. Імовірнісні аспекти розрахунку сталезалізобетонних конструкцій [Текст] : монографія / О. В. Семко. – К.: Сталь, 2004. –316 с.
118. Семко О. В. Керування ризиками при проектуванні та експлуатації сталі залізобетонних конструкцій [Текст] : монографія / О. В. Семко, О. П. Воскобійник. – Полтава: ПолтНТУБ, 2012. – 514 с.
119. Сердюк Л.І. Аналіз існуючих методів розрахунку гнучких анкерів для з'єднання сталезалізобетонних конструкцій / Л.І. Сердюк, О.В. Семко, В.В. Дарієнко // Зб. наук. пр. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава: ПолтНТУ, 2006. – №18. – С. 155-161.
120. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. – Введ. 1986-01-01 – М.: Стройиздат, 1985. – 80с.
121. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы. – Введ. 1986-01-01 – М.: Стройиздат, 1985. – 236 с.
122. СНиП II-23-81. Стальные конструкции. Нормы проектирования. – Введ. 1982-01-01 – М.: Стройиздат, 1990. – 201 с.
123. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования / Госстрой СССР. – М., ЦИТП Госстрой СССР: 1988. – 96 с.
124. Справочник проектировщика. Металлические конструкции / Под ред. Н.П. Мельникова. – М., Стройиздат, 1980. – 776 с.
125. Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація: зб. наук. пр. – Кривий Ріг: КТУ, 2006. – 370 с.
126. Стандарт СЭВ 384-76. Стальные конструкции и основания. Основные положения по расчету. – М.: Стандарты, 1975.

127. Стороженко Л.І. Збірна залізобетонна плита перекриття зі сталевим облямуванням / Л.І. Стороженко, О.І. Лапенко, О.В. Нижник // Дороги і мости – К.: ДерждорНДІ, 2009. –№11– С. 319-324.

128. Стороженко Л.І. Експериментальні дослідження таврових сталезалізобетонних балок з армуванням листами / Л.І. Стороженко, О.В. Нижник, А.В. Іванюк // Дороги і мости. – К.: ДерждорНДІ, 2009. –№11– С. 325-330.

129. Стороженко Л.І. Сталезалізобетонні конструкції.: Навчальний посібник. / Л.І. Стороженко, О.В. Семко, В.Ф. Пенц.– Полтава, 2005. – 189 с.

130. Стороженко Л.И. Сталежелезобетонные конструкции / Л.И. Стороженко, А.В.Семко, В.И.Ефименко. – К.: Четверта хвиля, 1997. – 158 с.

131. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов / Н.Н. Стрелецкий. – М.: Стройиздат, 1981. –360 с.

132. Трофимович В.В. Оптимальное проектирование металлических конструкций / В.В. Трофимович, В.А. Пермяков– Киев: Будівельник, 1981. – 136 с.

133. Труль В.А. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном / В.А. Труль. – М.: Стройиздат, 1974. – 145с.

134. Фабрика Ю.М. Міцність та деформативність сталезалізобетонних балкових конструкцій [Текст]: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди” / Ю.М. Фабрика. – Львів, 2005. – 17 с.

135. Ференчик П. Предварительно напряженные стальные конструкции (перевод с немецкого) / П. Ференчик, М. Тохачек. – М.: Стройиздат, 1979. – 423 с.

136. Филин А.П. Матрицы в статике стержневых систем и некоторые элементы использования ЭЦВМ /А.П. Филин //- Л.-М., 1966.- 437 с.

137. Хило, Е.Р. Усиление строительных конструкций / Е.Р. Хило, Б.С. Попович. – Львов: Вища шк.: Издательство при Львовском университете, 1985. – 156 с.

138. Чихладзе Е.Д. Расчет сталебетонных элементов прямоугольного сечения на прочность при изгибе и внецентренном сжатии / Е.Д. Чихладзе., А.Д. Арсламханов // Известия вузов. Строительство. – Новосибирск, 1992 – №1 – С. 6-10.

139. Шагин А. Л. Конструкции с локальным предварительным напряжением [Текст] / А. Л. Шагин // Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону. – К.: НДІБК, 1996. – С. 193-197.
140. Шагин А. Л. Предварительно-напряженные элементы с изменяющейся схемой работы [Текст] / А. Л. Шагин, И. А. Домбаев, А. Э. Адилов // Сталезалізобетонні конструкції. – Кривий Ріг : КрГУ, 1998. – С. 227-230.
141. Шагин А.П. Особенности предварительного напряжения сталежелезобетонных конструкций / А.П. Шагин, М.Ю. Избаш, В.В. Асанов, О.Н. Шемет // Будівельні конструкції. – К.: НДІБК., 2003. – №59 – С. 565-670.
142. Шимановский В.Н. Оптимальное проектирование пространственных решетчатых покрытий / В.Н. Шимановский, В.Н. Гордеев, М.Л. Гринберг – Киев: Будівельник, 1987. – 224 с.
143. Шимановский Н.Н. О путях снижения металлоемкости и перспективах совершенствования легких металлических конструкций / Н.Н. Шимановский // Изв. вузов. Стр-во и архитектура. – 1985. – № 10. – С. 4-11.
144. Шпете Г. Надежность несущих строительных конструкций / Г. Шпете – М.: Стройиздат, 1994. – 286с.
145. Шулькин Ю.Б. Кинематический анализ стержневых конструкций / Ю.Б. Шулькин // Расчет пространственных конструкций: Сб. статей. – М.: Стройиздат, 1977. – С. 4-31.
146. ACI Innovation Task Group 4: Structural Design and Detailing for High-Strength Concrete in Moderate to High Seismic Applications (ACI ITG 4.3) // American Concrete Institute. – Farmington Hills: MI. – pp. 212.
147. Al-hachamee Eyad K. S. Behaviour of Composite Slim Floor Beam with Partial Interaction / Eyad K.S. Al-hachamee, Mustafa K. Al-heety – Eng.& Technology, Vol.25, Suppl.of No.3, 2007. – pp. 495 - 511.
148. Aliawdin P. Limit analysis of steel-concrete composite structures with slip / P. Aliawdin, K. Urbanska / Civil and Environmental Engineering Reports, No. 7, 2011. – pp. 19 - 34.

149. Ahmed E. Flexural performance of CFRP strengthened RC beams with different degrees of strengthening schemes / E. Ahmed, H.R. Sobuz, N.M. Sutan / International Journal of the Physical Sciences Vol. 6(9), 2011. – pp. 2229 - 2238.

150. Asst.Lect. Hesham Abd AL- Latef Numan. Linear Analysis of Continuous Composite Concrete-Steel Beam with Partial Connection / Asst.Lect. Hesham Abd AL-Latef Numan / Journal of Engineering and Development, Vol. 13, No. 2, 2009. – pp. 51-69.

151. Bond Behavior of CFRP Strengthened Steel Structures / D. Schnerch, M. Dawood, S. Rizkalla, E. Sumner and K. Stanford // Advances in Structural Engineering.- 2006.- Vol. 9, №6. – pp.805-817. – Режим доступу до статті: http://www.ce.ncsu.edu/srizkal/linked_files/Bond_Behavior_of_CFRP_Strengthened_Steel_Structures.pdf.

152. Buchwalter R. The Bachavior of Prestressed structural steel beams / R. Buchwalter – "Welding Journal",1948 – №11 .

153. Chen S. Load carrying capacity of composite beams prestressed with external tendons under positive moment / S. Chen, P. Gu // Journal of Constructional Steel Research. – 2005. – vol.61. – pp. 515–530.

154. Choi Dong-Ho, External Post-tensioning of Composite Bridges by a Rating Equation Considering the Increment of a Tendon Force Due to Live Loads / Dong-Ho Choi, Yong-Sik Kim and Hoon Yoo // Steel Structures. – 2008. – vol.8. – pp. 109-118.

155. Collins P. Concrete. The vision of a new architecture / P. Collins - London, 1959. – pp. 472.

156. Dischinger F. Stahlbrucken in Verbund mit Stahlbetondruckplatten bei gleichzeitiger Vorspannung durch hochwertige Seile / F. Dischinger.–"Bauingenier", 1949. – № 11. – pp. 503.

157. Draffin I. O. A breif history of lime, cement, concrete and reinforcement concrete / I. O. Draffin // University of Illinois Bulletin – Chicago, 1943–№40(45) –pp. 5-38.

158. Heimann H. Beitrag zur Berechnung statisch unbestimmter Fachwerke / H. Heimann–Berlin, 1928 – pp. 24.

159. Hyatt T. An account of some experiments with portlandcement concrete combined with iron as building material with reference to economy of metal in construction and for security against fire in the making of roofs, floors and walking surfaces / T. Hyatt – London, 1877 – pp. 28.

160. Eurocode 4. Common Unified Rules for Composite Steel and Concrete Structures. European Committee for Standardization. (CEN) ENV.1994–J–I. –1992. – 80 p.

161. Johnson R.P. Composite Structures of Steel and Concrete. Volume 1: Beams, Slabs, Columns and Frames for Buildings/ R.P. Johnson. –Oxford and Northampton: Alden Press Limited, 1994. – 188 p.

162. Khalel I. Aziz Behavior of multi-layer composite continuous beams with partial interaction / I. Aziz Khalel / Anbar Journal for Engineering Sciences. – 2008. – Vol.1,№.2– pp. 51-68.

163. Khan A. Composite Behaviour of Normalweight And Lightweight concrete Panels With Partially Embedded Light-Gauge Steel Channels: A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Master of Science in Engineering in the Graduate Academic Unit of Civil Engineering / Akram Khan. – The University of New Brunswick, 2010. – 268 p.

164. Liaw D.G. Reliability of randomly imperfect beam-columns / D.G.Liaw, T.Y. Yang II. // J. of Structural Engineering. –1989. –Vol. 115, N 10. – p.2251-2270.

165. Narmashiri K. Flexural strengthening of steel I-beams by using CFRP strips / Kambiz Narmashiri, N. H. Ramli Sulong and Mohd Zamin Jumaat // International Journal of the Physical Sciences. – 2011. – Vol. 6(7). – pp.1620- 1627.

166. Pisani M.A. Beams prestressed with unbonded tendons at ultimate / M.A. Pisani, E. Nicoli // Canadian Journal of Civil Engineering. – 1996. – vol. 23, № 6. – pp.1220-1230.

167. Steel-concrete composite structures the III steel concrete composite structures. Fuknyke. Japan. – September.1991.

168. The International Speciality conference on concrete filled tubular structures (including composite beams) Harbin. China. – August. 1988.

169. Wight James K. Reinforced Concrete: Mechanics and Design / James K. Wight, F.E. Richart, Jr., James G. Macgregor. – 6th ed. – 2011. – pp. 1177.



ТЗОВ «ЗАХІДБУДКОМ»

ЄДРПОУ 35547502, 79022 м. Львів, вул. залізнична 7

МФО 325365 Центральна філія ПАТ «Кредобанк» п/р 2600401329724

ПІН 355475013053 Св.№ 100325023

Спеціалізованій раді
по захисту дисертацій
Національного університету
«Львівська політехніка»

ДОВІДКА про впровадження наукової роботи

На протязі 2013-2014 років спеціалістами Національного університету «Львівська політехніка» і Тзов «Західбудком» (м. Львів) згідно завдання на проектування, виданого Тзов «Львівська консалтингова компанія» (м. Львів) виконано проект реконструкції промислової будівлі на вул. Зелений, 301 в м. Львові.

В ході виконання проекту Іваником Юрієм Івановичем запроєктовано сталезалізобетонні комбіновані попередньо напружені шпренгельні перекриття на рівні другого і третього поверхів.

Економічний ефект складає 186.12 т. При цьому кошторисна вартість на влаштування перекриття здешевлена на 27%.

В ході виконання робіт аспірантом Іваником Ю.І. на основі розробленої методики, алгоритму і програмного забезпечення виконані розрахунки просторової моделі перекриття з врахуванням попереднього обтиску металевих комбінованих шпренгельних конструкцій на початковій стадії будівництва.

Директор
Тзов «Західбудком»



Дуфанець Р.П.



тел.: (0322) 236-71-22
 тел.факс: (0322) 236-71-
 www.spb.lviv.ua
 email: k-spb@ukr.net

79060. Україна.
 вул. Навкова. 7а

Вих. №4 від 15.08.2013 р.

Спеціалізованій Вченій раді
 по захисту дисертацій
 Національного університету
 «Львівська політехніка»

АКТ

про впровадження результатів наукової роботи

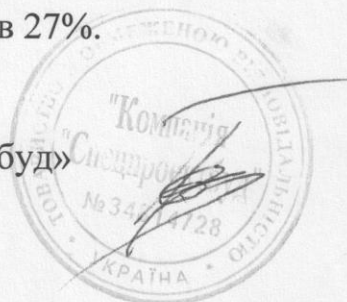
На протязі 2013 року згідно завдання на проектування, виданого ТзОВ «Світ плюс» (м. Київ), спеціалістами ТзОВ «Компанія «Спецпроектбуд» і Національного університету «Львівська політехніка» виконано проект сталезалізобетонного комбінованого попередньо напруженого шпренгельного перекриття вхідної групи корпусу «Royal congress» на вул. Молодогвардійській, 32 в м. Києві.

Враховуючи утруднені умови виконання будівельно-монтажних робіт прийнято рішення про влаштування додаткового проміжного перекриття в існуючому будівельному об'ємі. Аспірантом Іваником Ю.І. в ході виконання робіт розраховано і запроектовано для влаштування перекриття просторову сталезалізобетонну комбіновану попередньо напружену шпренгельну систему. Застосування конструкції такого типу дозволило зменшити витрати матеріалів на влаштування перекриття, а також виготовити і встановити дані конструкції безпосередньо на будівельному майданчику.

Економічний ефект склав 27%.

Директор

ТзОВ «Компанія «Спецпроектбуд»



Пшеченко С.М.

Програма розрахунку SCS

```

Вхідні дані - file='data.dat'
n1   =19
n2   =15
n3   =7
n4   =17
l    =600.
l1   =100.
alf  =35.
h    =40.
h1   =12.
es   =2.06e+7
eb   =3.e+6
ix1  =1290.
Ax1  =14.7
Ax2  =9.49
Ax3  =9.6
ax4  =9.6
wx   =58.4
bf   =300.
bf1  =50.
bfk  =50.
t1   =10.
g    =8.1e+6
mju  =0.3
q    =0.2
pi   =3.141592654
sr   =2400.
pn   =1600.
READ (FILE='DATA.DAT','(10X,i3)') n1,n2,n3,n4
READ(2,102) l,l1,alf,h,h1,es,eb,
* ix1,Ax1,ax2,ax3,ax4,wx,bf,bf1,bfk,t1,g,mju,q,pi,
* sr,pn
      PROGRAM SCS
      DIMENSION AC(80,80),AR(80)
      integer n1,n2,n3,n4
      COMMON /BL1/ n1,n2,n3,n4
      PRINT 1
      1 FORMAT(15X,'Розрахунок сталезалізобетонної попередньо
* напруженої комбінованої шпренгельної конструкції')
      open(unit=2,file='data.dat')
      READ (2,101) n1,n2,n3,n4
      101 format(10x,i3)
      close(2)
      ips=n1+n2+n3+n4
      CALL STRESS(IPS,AC,AR)
      10 CONTINUE
      STOP
      END
SUBROUTINE STRESS(IPS,AC,AR)
  DIMENSION AC(IPS,IPS),AR(IPS)
  REAL l,l1,l2,l3,l4,h,ix1,ax1,ax2,ax3,ax4,sr
  real e,g,mju,q,h1,alf,beta,pi,bf,bk,ba,bf1,t1

```

```

    real alf1,es,eb,bf11,axr,sxr,y0r,ixr,bf12
    real axp,sxp,y0p,ixp,ayp1,syp1,yy0p1,iyp1
    real ayp2,syp2,yy0p2,iyp2,ayp3,syp3,yy0p3,iyp3
real ayp4,syp4,yy0p4,iyp4
real sg1,sg2,sg3,sg4,sg5,sg6,sg7,sg8,sg9,sg10
    real sg11,sg12,sg13,sg14,sg15,sg16,sg17,sg18,sg19,sg20
real sg21,sg22,sg26,sg27,sg28,sg29,sg30,sg34,sg35,sg36
    real sg37,sg38
integer n1,n2,n3,n4
COMMON /BL1/ n1,n2,n3,n4
COMMON /BL2/ l,l1,h,h1,es,eb,ix1,Ax1,ax2,ax3,Ax4,wx
COMMON /BL3/ g,mju,q,alf,pi,bf,bfk,ba,bf1,t1
    LOGICAL WAT
COMMON /BLW/WAT
DATA WAT/.TRUE./
open(unit=2,file='data.dat')
READ (2,101) n1,n2,n3,n4
101 format(10x,i3)
    READ(2,102) l,l1,alf,h,h1,es,eb,
* ix1,Ax1,ax2,ax3,ax4,wx,bf,bf1,bfk,ba,t1,g,mju,q,pi,
* sr,pn
102 format(10X,E10.3)
close(2)
ips=n1+n2+n3+n4
OPEN(UNIT=3,FILE='dani.DAT')
    l2=(l-4.*l1)/2.
    alf1=es/eb
        bf11=bfk+ba+bf1
    axr=ax1*alf1+bf11*t1
    sxr=ax1*h1*alf1/2.+bf11*(h1+t1/2.)/alf1
    y0r=sxr/axr
    ixr=ix1*alf1+ax1*(y0r-h1/2.)*2*alf1+bf11*t1**3/(12.*alf1)+
*   bf11*t1*(h1+t1/2.-y0r)**2/alf1
    bf12=bf-2.*(bfk+ba+bf1)
    axp=bf12*t1
    sxp=bf12*t1/2.
    y0p=sxp/axp
    ixp=bf12*t1**3/12.
    ayp1=l1*t1/2.
    syp1=l1*t1/4.
    yy0p1=syp1/ayp1
    iyp1=l1*t1**3/24.
    ayp2=l1*t1
        syp2=l1*t1/2.
        yy0p2=syp2/ayp2
        iyp2=l1*t1**3/12.
        ayp3=(l1+l2)*t1/2.
        syp3=(l1+l2)*t1/4.
        yy0p3=syp3/ayp3
        iyp3=l1*t1**3/24.
    ayp4=l2*t1
        syp4=l2*t1/2.
        yy0p4=syp3/ayp3
        iyp4=l2*t1**3/12.
C   НАБІР СИСТЕМИ РІВНЯНЬ:
CALL SAR(IPS,AC,AR)
9 IF (.NOT.WAT) GO TO 20

```

```

PRINT 10
10 FORMAT (15X,'КОЕФІЦІЕНТИ СИСТЕМИ РІВНЯНЬ')
DO 11 I1=1,IPS
I2=I1
IF (I2.GE.IPS) i2=IPS
DO 11 J=1,IPS
11 CONTINUE
CALL OBZ(AC,IPS)
20 CONTINUE
C      РОЗВ'ЯЗОК системи алгебраїчних рівнянь:
EPS=1.E-10
DO I=1,IPS
WRITE(3,105) I,(AC(I,J),J=1,IPS)
105  FORMAT (1X,'I=',I3/ 200(1X,1Pe10.3))
WRITE(3,106) AR(I)
106  FORMAT (1X,'ПРАВА= ',1Pe10.3)
END DO
CALL GG(AR,AC,IPS,1,1.E-8,IER)
21 FORMAT (5X,'===ВИЙШЛИ З П.П. РОЗВ'ЯЗКУ СЛАР=== КОД IER='I4)
do i=1,ips
sg1=abs(ar(24))*y0r/ixr+abs(ar(1))/Axr
sg2=abs(ar(25))*y0r/ixr+abs(ar(1))/Axr
sg3=abs(ar(26))*y0r/ixr+abs(ar(2))/Axr
sg4=abs(ar(27))*y0r/ixr+abs(ar(3))/Axr
sg5=abs(ar(28))*y0r/ixr+abs(ar(3))/Axr
sg6=abs(ar(29))*y0p/ixp+abs(ar(9))/Axp
sg7=abs(ar(30))*y0p/ixp+abs(ar(9))/Axp
sg8=abs(ar(31))*y0p/ixp+abs(ar(10))/Axp
sg9=abs(ar(32))*y0p/ixp+abs(ar(11))/Axp
sg10=abs(ar(33))*y0p/ixp+abs(ar(11))/Axp
sg11=abs(ar(34))*y0r/ixr+abs(ar(12))/Axr
sg12=abs(ar(35))*y0r/ixr+abs(ar(12))/Axr
sg13=abs(ar(36))*y0r/ixr+abs(ar(13))/Axr
sg14=abs(ar(37))*y0r/ixr+abs(ar(14))/Axr
sg15=abs(ar(38))*y0r/ixr+abs(ar(14))/Axr
sg16=abs(ar(39))*yy0p1/iyp1
sg17=abs(ar(40))*yy0p2/iyp2
sg18=abs(ar(41))*yy0p3/iyp3
sg19=abs(ar(42))*yy0p4/iyp4
sg20=abs(ar(43))*yy0p3/iyp3
sg21=abs(ar(44))*yy0p2/iyp2
sg22=abs(ar(45))*yy0p1/iyp1
sg26=ar(4)/ax2
sg27=ar(5)/ax3
sg28=ar(6)/ax3
sg29=ar(7)/ax2
sg30=ar(8)/ax4
sg34=ar(15)/ax2
sg35=ar(16)/ax3
sg36=ar(17)/ax3
sg37=ar(18)/ax2
sg38=ar(19)/ax4
408 WRITE (3,301)
301 FORMAT (/18X,'* Результати розрахунку *')
WRITE (3,302) (ar(i1),i1=1,8)
302 FORMAT (8(1pe10.3)/)
WRITE (3,303) (ar(i1),i1=9,11)

```

```

303 FORMAT (3(1pe10.3)//)
    WRITE (3,304) (ar(i1),i1=12,19)
304 FORMAT (8(1pe10.3)//)
    WRITE (3,305) (ar(i2),i2=20,23)
305 FORMAT (4(1pe10.3)//)
    WRITE (3,306) (ar(i3),i3=24,38)
306 FORMAT (5(1pe10.3)//)
    WRITE (3,307) (ar(i4),i4=39,45)
307 FORMAT (7(1pe10.3)//)
    WRITE (3,308) (ar(i5),i5=46,60)
308 FORMAT (5(1pe10.3)//)
    WRITE (3,309) (ar(i5),i5=61,62)
309 FORMAT (7(1pe10.3)//)
    WRITE (3,310) sg1,sg2,sg3,sg4,sg5
310 FORMAT (5(1pe10.3)//)
    WRITE (3,311) sg6,sg7,sg8,sg9,sg10
311 FORMAT (5(1pe10.3)//)
    WRITE (3,312) sg11,sg12,sg13,sg14,sg15
312 FORMAT (5(1pe10.3)//)
    WRITE (3,313) sg16,sg17,sg18,sg19,sg20,sg21,sg22
313 FORMAT (7(1pe10.3)//)
    WRITE (3,314) sg26,sg27,sg28,sg29,sg30
314 FORMAT (5(1pe10.3)//)
    WRITE (3,315) sg34,sg35,sg36,sg37,sg38
315 FORMAT (5(1pe10.3)//)
112 CONTINUE
    return
    END
SUBROUTINE SAR(IPS,AC,AR)
C  ФОРМУВАННЯ МАТРИЦЬ AC(IPS,IPS),AR(IPS)
    DIMENSION AC(ips,ips),AR(ips)
    REAL l,11,12,13,14,h,ix1,ax1,ax2,ax3,ax4,sr
    real e,g,mju,q,h1,alf,beta,pi,bf,bk,ba,bf1,t1
    real alf1,es,eb,bf11,axr,sxr,y0r,ixr,bf12
    real axp,sxp,y0p,ixp,ayp1,syp1,yy0p1,iyp1
    real ayp2,syp2,yy0p2,iyp2,ayp3,syp3,yy0p3,iyp3
    real ayp4,syp4,yy0p4,iyp4
    real n11x,n12x,n13x,n14x,n15x,n16x,n17x,n18x,
* n21x,n22x,n23x,n24x,n25x,n26x,n27x,n28x,
* n31x,n32x,n33x,n34x,n35x,n36x,n37x,n38x,
* n41x,n42x,n43x,n44x,n45x,n46x,n47x,n48x,
* n51x,n52x,n53x,n54x,n55x,n56x,n57x,n58x,l5
    real sina,cosa,sinb,cosb,cotana,pn
    real del11,del12,del13,del14,del15,
* del21,del22,del23,del24,del25,
* del31,del32,del33,del34,del35,
* del41,del42,del43,del44,del45,
* del51,del52,del53,del54,del55
    real dl11,dl12,dl13,dl14,dl15,
* dl21,dl22,dl23,dl24,dl25,
* dl31,dl32,dl33,dl34,dl35,
* dl41,dl42,dl43,dl44,dl45,
* dl51,dl52,dl53,dl54,dl55
    real bfb,dly1,dly2,dly3,dly4,dly5,dly6,dly7
    real r1q,r2q,r3q,r4q,r8q,r9q,r10q,r11q
    LOGICAL WAT
    integer n1,n2,n3,n4,n5

```

```

COMMON /BL1/ n1,n2,n3,n4,n5
COMMON /BL2/ l1,l,h,h1,es,eb,ix1,Ax1,ax2,ax3,Ax4,wx
COMMON /BL3/ g,mju,q,alf,pi,bf,bfk,ba,bf1,t1
COMMON /BLWW/WAT
DATA WaMAT/.TRUE./
  open(unit=2,file='data.dat')
  READ (2,101) n1,n2,n3,n4,n5
101 format(10x,i3)
  READ(2,102) l1,l,alf,h,h1,es,eb,ix1,Ax1,ax2,ax3,ax4,
  *      wx,bf,bf1,bfk,ba,t1,g,mju,q,pi,sr,pn
102 format(10X,E10.3)
  close(2)
  ips=n1+n2+n3+n4+n5
  PRINT 20
20 FORMAT(1X,')
  IF (WAT) PRINT 21
21 FORMAT(2X,'ПРАВА ЧАСТИНА---I---N---NR---')
C  ПАРАМЕТРИ ФУНКЦІЙ:
  sina=sin(alf*pi/180.)
  cosa=cos(alf*pi/180.)
  cotana=cosa/sina
  l2=(1-4.*l1)/2.
  l3=h*cotana
  l4=l-2.*l3
  beta=atan(h/(2.*l1-l3))*180./pi
  sinb=sin(beta*pi/180.)
  cosb=cos(beta*pi/180.)
  bfb=(bf-2.*bfk)/2.
  alf1=es/eb
  bf11=bfk+ba+bf1
  axr=ax1*alf1+bf11*t1
  sxr=ax1*h1*alf1/2.+bf11*(h1+t1/2.)/alf1
  y0r=sxr/axr
  ixr=ix1*alf1+ax1*(y0r-h1/2.)*2*alf1+bf11*t1**3/(12.*alf1)+
  *   bf11*t1*(h1+t1/2.-y0r)**2/alf1
  bf12=bf-2.*(bfk+ba+bf1)
  axp=bf12*t1
  sxp=bf12*t1/2.
  y0p=sxp/axp
  ixp=bf12*t1**3/12.
  ayp1=l1*t1/2.
  syp1=l1*t1/4.
  yy0p1=syp1/ayp1
  iyp1=l1*t1**3/24.
  ayp2=l1*t1
  syp2=l1*t1/2.
  yy0p2=syp2/ayp2
  iyp2=l1*t1**3/12.
  ayp3=(l1+l2)*t1/2.
  syp3=(l1+l2)*t1/4.
  yy0p3=syp3/ayp3
  iyp3=(l1+l2)*t1**3/24.
  ayp4=l2*t1
  syp4=l2*t1/2.
  yy0p4=syp3/ayp3
  iyp4=l2*t1**3/12.
  n11x=(2./l-1./l1)*cotana

```

$n53x=n11x$
 $n12x=(4.*11-2.*1)/(1*h)$
 $n52x=n12x$
 $n13x=-2.*cotana/l$
 $n51x=n13x$
 $n14x=(1./11-2./1)/sina$
 $n57x=n14x$
 $n15x=(2.*11-1)/(11*1*sinb)$
 $n56x=n15x$
 $n16x=-2./(1*sinb)$
 $n55x=n16x$
 $n17x=2./(1*sina)$
 $n54x=n17x$
 $n18x=(-4.*11+2.*1)/(1*h)$
 $n58x=n18x$
 $n21x=(11+12)*(1-2.*11)*cotana/(11*12*1)$
 $n22x=2.*(11+12)*(1-2.*11)/(1*12*h)$
 $n23x=2.*(11+12)*cotana/(1*12)$
 $n24x=-(11+12)*(1-2.*11)/(11*12*1*sina)$
 $n25x=(11+12)*(1-2.*11)/(11*12*1*sinb)$
 $n26x=2.*(11+12)/(1*12*sinb)$
 $n27x=-2.*(11+12)/(1*12*sina)$
 $n28x=-2.*(11+12)*(1-2.*11)/(1*12*h)$
 $n31x=-cotana/l2$
 $n32x=-2.*11/(12*h)$
 $n33x=-cotana/l2$
 $n34x=1./(12*sina)$
 $n35x=-1./(12*sinb)$
 $n36x=-1./(12*sinb)$
 $n37x=1./(12*sina)$
 $n38x=2.*11/(12*h)$
 $n41x=2.*(11+12)*cotana/(1*12)$
 $n42x=2.*(11+12)*(1-2.*11)/(1*12*h)$
 $n43x=(11+12)*(1-2.*11)*cotana/(1*11*12)$
 $n44x=-2.*(11+12)/(1*12*sina)$
 $n45x=2.*(11+12)/(1*12*sinb)$
 $n46x=(11+12)*(1-2.*11)/(11*12*1*sinb)$
 $n47x=-(11+12)*(1-2.*11)/(1*11*12*sina)$
 $n48x=-2.*(11+12)*(1-2.*11)/(1*12*h)$
 $del11=2.*11/(3.*eb*ixr)+2.*n11x**2*11/(6.*eb*axr)+$
 $* 2.*n12x**2*12/(6.*eb*axr)+2.*n13x**2*11/(6.*eb*axr)+n14x**2*h/$
 $* (6.*sina*es*ax2)+n15x**2*h/(6.*sinb*es*ax3)+$
 $* n16x**2*h/(6.*sinb*es*ax3)+n17x**2*h/(6.*sina*es*ax2)+$
 $* n18x**2*(1-2.*h*cotana)/(6.*es*ax4)$
 $del12=11/(6.*eb*ixr)+ 2.*n11x*n21x*11/(6.*eb*axr)+$
 $* 2.*n12x*n22x*12/(6.*eb*axr)+2.*n13x*n23x*11/(6.*eb*axr)+$
 $* n14x*n24x*h/(6.*sina*es*ax2)+n15x*n25x*h/$
 $* (6.*sinb*es*ax3)+n16x*n26x*h/(6.*sinb*es*ax3)+n17x*n27x*h/$
 $* (6.*sina*es*ax2)+n18x*n28x*(1-2.*h*cotana)/(6.*es*ax4)$
 $del11=2.*11/(3.*eb*ixr)$
 $del12=11/(6.*eb*ixr)$
 $del21=del12$
 $del13=2.*n11x*n31x*11/(6.*eb*axr)+2.*n12x*n32x*12/(6.*eb*axr)+$
 $* 2.*n13x*n33x*11/(6.*eb*axr)+n14x*n34x*h/(6.*sina*es*ax2)+$
 $* n15x*n35x*h/(6.*sinb*es*ax3)+n16x*n36x*h/(6.*sinb*es*ax3)+$
 $* n17x*n37x*h/(6.*sina*es*ax2)+n18x*n38x*(1-2.*h*cotana)/(6.*es*ax4)$
 $del31=del13$


```

* 2.*n41x*n51x*11/(6.*eb*axr)+2.*n42x*n52x*12/(6.*eb*axr)+2.*n43x*
* n53x*11/(6.*eb*axr)+n44x*n54x*h/(6.*sina*es*ax2)+n45x*n55x*h/
* (6.*sinb*es*ax3)+n46x*n56x*h/(6.*sinb*es*ax3)+n47x*n57x*h/
* (6.*sina*es*ax2)+n48x*n58x*(1-2.*h*cotana)/(6.*es*ax4)
del54=del45
del55=2.*11/(3.*eb*ixr)+
* 2.*n51x**2*11/(6.*eb*axr)+2.*n52x**2*12/(6.*eb*axr)+
* 2.*n53x**2*11/(6.*eb*axr)+n54x**2*h/(6.*sina*es*ax2)+n55x**2*h/
* (6.*sinb*es*ax3)+n56x**2*h/(6.*sinb*es*ax3)+n57x**2*h/
* (6.*sina*es*ax2)+n58x**2*(1-2.*h*cotana)/(6.*es*ax4)
del44=11/(3.*eb*ixr)+12/(3.*eb*ixr)
del45=11/(6.*eb*ixr)
del54=del45
del55=2.*11/(3.*eb*ixr)
dl11=2.*11/(3.*eb*ixp)
dl22=11/(3.*eb*ixp)+12/(3.*eb*ixp)
dl33=2.*12/(3.*eb*ixp)
dl44=dl22
dl55=dl11
dl12=11/(6.*eb*ixp)
dl21=dl12
dl45=dl12
dl54=dl12
dl23=12/(6.*eb*ixp)
dl32=dl23
dl34=dl23
dl43=dl23
dly1=2.*bfb/(3.*eb*iyp1)
dly2=2.*bfb/(3.*eb*iyp2)
dly3=2.*bfb/(3.*eb*iyp3)
dly4=2.*bfb/(3.*eb*iyp4)
dly5=dly3
dly6=dly2
dly7=dly1
r1q=q*11*bff1/2.
r2q=q*11*bff1
r3q=q*(11+12)*bff1/2.
r4q=q*12*bff1
r8q=q*11*bff12/2.
r9q=q*11*bff12
r10q=q*(11+12)*bff12/2.
r11q=q*12*bff12

ips=n1+n2+n3+n4+n5
do i=1,ips
do j=1,ips
aC(i,j)=0.
ar(i)=0.
end do
end do
do i=1,ips
if (i.eq.1) then
ar(i)=0.
ac(i,i)=1.
ac(i,i+3)=cosa
end if
if (i.eq.2) then

```

```

    ar(i)=0.
    ac(i,i-1)=-1.
ac(i,i)=1.
    ac(i,i+3)=-cosb
        end if
    if (i.eq.3) then
        ar(i)=0.
        ac(i,i-1)=-1.
aC(i,i)=1.
aC(i,i+3)=cosb
        end if
    if (i.eq.4) then
        ar(i)=0.
        ac(i,i)=sina
        ac(i,i+1)=sinb
        end if
if (i.eq.5) then
    ar(i)=-pn
    ac(i,i-1)=-cosa
    ac(i,i)=cosb
aC(i,i+3)=1.
        end if
if (i.eq.6) then
    ar(i)=0.
    ac(i,i)=sinb
ac(i,i+1)=sina
        end if
    if (i.eq.7) then
        ar(i)=0.
        ac(i,i-4)=-1.
        ac(i,i)=-cosa
        end if
    if (i.eq.8) then
        ar(i)=pn
        ac(i,i-2)=-cosb
        ac(i,i-1)=cosa
        ac(i,i)=-1.
        end if
if (i.eq.9) then
    ar(i)=0.
    ac(i,i-8)=1.
ac(i,i-5)=cosa
    ac(i,i)=1.
        ac(i,i+3)=1.
        ac(i,i+6)=cosa
        end if
    if (i.eq.10) then
        ar(i)=-2.*pn
        ac(i,i-8)=1.
        ac(i,i-2)=1.
ac(i,i)=1.
        ac(i,i+3)=1.
        ac(i,i+9)=1.
        end if
    if (i.eq.11) then
        ar(i)=0.
        ac(i,i-8)=-1.

```

```

        ac(i,i-4)=-cosa
            ac(i,i)=-1.
        ac(i,i+3)=-1.
        ac(i,i+7)=-cosa
        end if
if (i.eq.12) then
    ar(i)=0.
    ac(i,i)=1.
        ac(i,i+3)=cosa
        end if
if (i.eq.13) then
    ar(i)=0.
    ac(i,i-1)=-1.
        ac(i,i)=1.
    ac(i,i+3)=-cosb
        end if
if (i.eq.14) then
    ar(i)=0.
    ac(i,i-1)=-1.
        aC(i,i)=1.
        aC(i,i+3)=cosb
        end if
if (i.eq.15) then
    ar(i)=0.
    ac(i,i)=sina
    ac(i,i+1)=sinb
        end if
if (i.eq.16) then
    ar(i)=-pn
    ac(i,i-1)=-cosa
            ac(i,i)=cosb
        aC(i,i+3)=1.
        end if
    if (i.eq.17) then
        ar(i)=0.
        ac(i,i)=sinb
            ac(i,i+1)=sina
            end if
if (i.eq.18) then
    ar(i)=0.
    ac(i,i-4)=-1.
    ac(i,i)=-cosa
end if
if (i.eq.19) then
    ar(i)=pn
    ac(i,i-2)=-cosb
    ac(i,i-1)=cosa
    ac(i,i)=-1.
        end if
if (i.eq.20) then
    ar(i)=r1q
    ac(i,i-n1+3)=-sina
    ac(i,i)=1.
    ac(i,i+4)=-1./11
    ac(i,i+n2+n3)=1./bfb
        end if
if (i.eq.21) then

```

```

ar(i)=r1q
ac(i,i-n1+5)=-sina
ac(i,i)=1.
ac(i,i+7)=-1./11
ac(i,i+n2+n3+5)=1./bfb
end if
if (i.eq.22) then
ar(i)=r1q
ac(i,i-n1+12)=-sina
ac(i,i)=1.
ac(i,i+12)=-1./11
ac(i,i+n2+n3-2)=1./bfb
end if
if (i.eq.23) then
ar(i)=r1q
ac(i,i-5)=-sina
ac(i,i)=1.
ac(i,i+n3)=-1./11
ac(i,i+n2+n3+3)=1./bfb
end if
if (i.eq.24) then
ar(i)=r2q
ac(i,i)=-2./11
ac(i,i+1)=1./11
ac(i,i+n3+1)=1./bfb
end if
if (i.eq.25) then
ar(i)=r3q
ac(i,i-1)=1./11
ac(i,i)=-((11+12)/(11*12))
ac(i,i+1)=1./12
ac(i,i+n3+1)=1./bfb
ac(i,i-n1-n2+4)=-sinb
end if
if (i.eq.26) then
ar(i)=r4q
ac(i,i-1)=1./12
ac(i,i)=-2./12
ac(i,i+1)=1./12
ac(i,i+n3+1)=1./bfb
end if
if (i.eq.27) then
ar(i)=r3q
ac(i,i-1)=1./12
ac(i,i)=-((11+12)/(11*12))
ac(i,i+1)=1./11
ac(i,i+n3+1)=1./bfb
ac(i,i-n1-n2+3)=-sinb
end if
if (i.eq.28) then
ar(i)=r2q
ac(i,i-1)=1./11
ac(i,i)=-2./11
ac(i,i+n3+1)=1./bfb
end if
if (i.eq.29) then
ar(i)=r9q

```

```

ac(i,i)=-2./11
ac(i,i+1)=1./11
ac(i,i+11)=-2./bfb
end if
  if (i.eq.30) then
ar(i)=r10q
ac(i,i-1)=1./11
ac(i,i)=-((11+12)/(11*12))
ac(i,i+1)=1./12
ac(i,i+11)=-2./bfb
end if
  if (i.eq.31) then
ar(i)=r11q
ac(i,i-1)=1./12
ac(i,i)=-2./12
ac(i,i+1)=1./12
ac(i,i+11)=-2./bfb
end if
  if (i.eq.32) then
ar(i)=r10q
ac(i,i-1)=1./12
ac(i,i)=-((11+12)/(11*12))
ac(i,i+1)=1./11
ac(i,i+11)=-2./bfb
end if
  if (i.eq.33) then
ar(i)=r9q
ac(i,i-1)=1./11
ac(i,i)=-2./11
ac(i,i+11)=-2./bfb
end if
if (i.eq.34) then
ar(i)=r2q
ac(i,i)=-2./11
ac(i,i+1)=1./11
ac(i,i+6)=1./bfb
end if
if (i.eq.35) then
ar(i)=r3q
ac(i,i-1)=1./11
ac(i,i)=-((11+12)/(11*12))
ac(i,i+1)=1./12
ac(i,i+6)=1./bfb
ac(i,i-n1-n2+4)=-sinb
end if
  if (i.eq.36) then
ar(i)=r4q
ac(i,i-1)=1./12
ac(i,i)=-2./12
ac(i,i+1)=1./12
ac(i,i+6)=1./bfb
end if
  if (i.eq.37) then
ar(i)=r3q
ac(i,i-1)=1./12
ac(i,i)=-((11+12)/(11*12))
ac(i,i+1)=1./11

```

```

ac(i,i+6)=1./bfb
ac(i,i-n1-n2+3)=-sinb
end if
if (i.eq.38) then
  ar(i)=r2q
  ac(i,i-1)=1./11
  ac(i,i)=-2./11
  ac(i,i+6)=1./bfb
  end if
  if (i.eq.39) then
    ar(i)=r8q
    ac(i,i)=-2./bfb
    ac(i,i-10)=1./11
    end if
  if (i.eq.40) then
    ar(i)=0.
    ac(i,i)=dly2
    ac(i,i+6)=1./bfb
    ac(i,i+11)=-2./bfb
    ac(i,i+16)=1./bfb
    end if
  if (i.eq.41) then
    ar(i)=0.
    ac(i,i)=dly3
    ac(i,i+6)=1./bfb
    ac(i,i+11)=-2./bfb
    ac(i,i+16)=1./bfb
    end if
  if (i.eq.42) then
    ar(i)=0.
    ac(i,i)=dly4
    ac(i,i+6)=1./bfb
    ac(i,i+11)=-2./bfb
    ac(i,i+16)=1./bfb
    end if
  if (i.eq.43) then
    ar(i)=0.
    ac(i,i)=dly5
    ac(i,i+6)=1./bfb
    ac(i,i+11)=-2./bfb
    ac(i,i+16)=1./bfb
    end if
  if (i.eq.44) then
    ar(i)=0.
    ac(i,i)=dly6
    ac(i,i+6)=1./bfb
    ac(i,i+11)=-2./bfb
    ac(i,i+16)=1./bfb
    end if
    if (i.eq.45) then
      ar(i)=r8q
      ac(i,i)=-2./bfb
      ac(i,i-12)=1./11
      end if
  if (i.eq.46) then
    ar(i)=0.
    ac(i,i-n3-n4)=del11

```

```

ac(i,i-n3-n4+1)=del12
ac(i,i-n3-n4+2)=del13
ac(i,i-n3-n4+3)=del14
ac(i,i-n3-n4+4)=del15
ac(i,i)=-2./11
ac(i,i+1)=1./11
    end if
if (i.eq.47) then
ar(i)=0.
ac(i,i-n3-n4-1)=del21
ac(i,i-n3-n4)=del22
ac(i,i-n3-n4+1)=del23
ac(i,i-n3-n4+2)=del24
ac(i,i-n3-n4+3)=del25
ac(i,i-1)=1./11
ac(i,i)=-((11+12)/(11*12))
ac(i,i+1)=1./12
    end if
if (i.eq.48) then
ar(i)=0.
ac(i,i-n3-n4-2)=del31
ac(i,i-n3-n4-1)=del32
ac(i,i-n3-n4)=del33
ac(i,i-n3-n4+1)=del34
ac(i,i-n3-n4+2)=del35
ac(i,i-1)=1./12
ac(i,i)=-2./12
ac(i,i+1)=1./12
    end if
if (i.eq.49) then
ar(i)=0.
ac(i,i-n3-n4-3)=del41
ac(i,i-n3-n4-2)=del42
ac(i,i-n3-n4-1)=del43
ac(i,i-n3-n4)=del44
ac(i,i-n3-n4+1)=del45
ac(i,i-1)=1./12
ac(i,i)=-((11+12)/(12*11))
ac(i,i+1)=1./11
    end if
if (i.eq.50) then
ar(i)=0.
ac(i,i-n3-n4-4)=del51
ac(i,i-n3-n4-3)=del52
ac(i,i-n3-n4-2)=del53
ac(i,i-n3-n4-1)=del54
ac(i,i-n3-n4)=del55
ac(i,i-1)=1./11
ac(i,i)=-2./11
    end if
    if (i.eq.51) then
ar(i)=0.
ac(i,i-n3-n4)=dl11
ac(i,i-n3-n4+1)=dl12
ac(i,i+10)=1./11
ac(i,i)=-2./11
ac(i,i+1)=1./11

```



```

        end if
    if (i.eq.52) then
        ar(i)=0.
        ac(i,i-n3-n4-1)=dl21
        ac(i,i-n3-n4)=dl22
        ac(i,i-n3-n4+1)=dl23
        ac(i,i-1)=1./11
        ac(i,i)=-((11+12)/(11*12))
        ac(i,i+1)=1./12
        end if
    if (i.eq.53) then
        ar(i)=0.
        ac(i,i-n3-n4-1)=dl32
        ac(i,i-n3-n4)=dl33
        ac(i,i-n3-n4+1)=dl34
        ac(i,i-1)=1./12
        ac(i,i)=-2./12
        ac(i,i+1)=1./12
        end if
    if (i.eq.54) then
        ar(i)=0.
        ac(i,i-n3-n4-1)=dl23
        ac(i,i-n3-n4)=dl22
        ac(i,i-n3-n4+1)=dl21
        ac(i,i-1)=1./12
        ac(i,i)=-((11+12)/(12*11))
        ac(i,i+1)=1./11
        end if
    if (i.eq.55) then
        ar(i)=0.
        ac(i,i-n3-n4-1)=dl12
        ac(i,i-n3-n4)=dl11
        ac(i,i-1)=1./11
        ac(i,i)=-2./11
        ac(i,i+7)=1./11
        end if
    if (i.eq.56) then
        ar(i)=0.
        ac(i,i-n3-n4)=del11
        ac(i,i-n3-n4+1)=del12
        ac(i,i-n3-n4+2)=del13
        ac(i,i-n3-n4+3)=del14
        ac(i,i-n3-n4+4)=del15
        ac(i,i)=-2./11
        ac(i,i+1)=1./11
        end if
    if (i.eq.57) then
        ar(i)=0.
        ac(i,i-n3-n4-1)=del21
        ac(i,i-n3-n4)=del22
        ac(i,i-n3-n4+1)=del23
        ac(i,i-n3-n4+2)=del24
        ac(i,i-n3-n4+3)=del25
        ac(i,i-1)=1./11
        ac(i,i)=-((11+12)/(11*12))
        ac(i,i+1)=1./12
        end if

```

```

if (i.eq.58) then
  ar(i)=0.
  ac(i,i-n3-n4-2)=del31
  ac(i,i-n3-n4-1)=del32
  ac(i,i-n3-n4)=del33
  ac(i,i-n3-n4+1)=del34
  ac(i,i-n3-n4+2)=del35
  ac(i,i-1)=1./12
  ac(i,i)=-2./12
  ac(i,i+1)=1./12
  end if
if (i.eq.59) then
  ar(i)=0.
  ac(i,i-n3-n4-3)=del41
  ac(i,i-n3-n4-2)=del42
  ac(i,i-n3-n4-1)=del43
  ac(i,i-n3-n4)=del44
  ac(i,i-n3-n4+1)=del45
  ac(i,i-1)=1./12
  ac(i,i)=-((11+12)/(12*11))
  ac(i,i+1)=1./11
  end if
if (i.eq.60) then
  ar(i)=0.
  ac(i,i-n3-n4-4)=del51
  ac(i,i-n3-n4-3)=del52
  ac(i,i-n3-n4-2)=del53
  ac(i,i-n3-n4-1)=del54
  ac(i,i-n3-n4)=del55
  ac(i,i-1)=1./11
  ac(i,i)=-2./11
  end if
if (i.eq.61) then
  ar(i)=0.
  ac(i,i-n3-n4)=dly1
  ac(i,i)=-2./bfb
  end if
if (i.eq.62) then
  ar(i)=0.
  ac(i,i-n3-n2+2)=dly7
  ac(i,i)=-2./bfb
  end if
end do
END
FUNCTION IPSF
common /bl1/ n1,n2,n3,n4,n5
IPSF=n1+n2+n3+n4+n5
RETURN
END
SUBROUTINE OBZ(A,IPS)
c П.П.СТВОРЮЄ ОБРАЗ МАТРИЦІ А(IPS,IPS)
C ЗГІДНО АБС. ЗНАЧЕНЬ ІЇ ЧЛЕНІВ
REAL A(IPS,IPS)
CHARACTER*1 LOGA(100)
CHARACTER*1 SYMBOL
IF (IPS.GT.118) GO TO 10
OPEN (UNIT=2,FILE='OBRAZ.DAT')

```

```

WRITE(2, 12)
12 FORMAT(1X,'-2-',5X,'ОБРАЗ МАТРИЦІ',3X,'КОД',
*1.-.LE.1E-278,R-.GE.1E278;:-.EQ.0.)
DO 1 I=1,IPS
DO 2 J=1,IPS
WRITE (3, 23) I,J,a(i,j)
23 FORMAT (1X,I3,1X,i3,1x,1Pe10.3)
continue
LOGA(J)=SYMBOL(A(I,J))
print *,'a(i,j),i,j=',a(i,j),i,j
2 CONTINUE
WRITE (3, 3) I,(LOGA(J),J=1,IPS)
3 FORMAT (1X,I3,1X,190A1)
continue
1 CONTINUE
RETURN
10 PRINT 11,IPS
11 FORMAT (1X,'СВ.ОБЗ: РОЗМІРНІСТЬ=',I4,
*БІЛЬШЕ 1585/1X,'ВИВЕСТИ ОБРАЗ НЕМОЖЛИВО')
RETURN
END
FUNCTION sym(a)
с повертає символн. образ залежно від abs(a)
с ----- ТАБЛИЦЯ ВЕРИФІКАЦІЇ -----
с I symb. I < abs(a) <= II symb. I < abs(a) <= I
с I _____ I _____ II _____ I _____ I
с I : I тотожне 0. II a I 1e-2...1e2 I
с I 1 I ...1e-34 II b I 1e2 ...1e6 I
с I 2 I 1e-34...1e-30 II c I 1e6 ...1e10 I
с I 3 I 1e-30...1e-26 II d I 1e10...1e14 I
с I 4 I 1e-26...1e-22 II e I 1e14...1e18 I
с I 5 I 1e-22...1e-18 II f I 1e18...1e22 I
с I 6 I 1e-18...1e-14 II g I 1e22...1e26 I
с I 7 I 1e-14...1e-10 II h I 1e26...1e30 I
с I 8 I 1e-10...1e-6 II k I 1e30...1e34 I
с I 9 I 1e-6 ...1e-2 II l I 1e34... I
с I _____ I _____ II _____ I _____ I
real x,etal(18),a
character*2 sym,liter(20)
data liter/'1','2','3','4','5','6','7','8','9',
* 'a','b','c','d','e','f','g','h','k','l',':/
* etal /1.e-34,1.e-30,1.e-26,1.e-22,1.e-18,
* 1.e-14,1.e-10,1.e-6,1.e-2,1.e2,1.e6,1.e10,
* 1.e14,1.e18,1.e22,1.e26,1.e30,1.e34/
x=abs(a)
if ( x.eq.0. ) then
symbol=liter(20)
return
endif
if ( x.le.etal(1) ) then
symbol=liter(1)
return
endif
if ( x.gt.etal(18) ) then
symbol=liter(19)
return
endif

```

```

do i=2,18
  if (x.le.etal(i)) go to 1
end do !
1 symbol=liter(i)
  return
end
SUBROUTINE gg (r,a,m,n,eps,ier)
c      Розв'язок САР
c Вхід:  r - матр. прав. част.
c      a - матр коеф (m*m) (руйнується)
c      m - порядок СЛАР
c      n - кільк. векторів правих частин
c      eps - точність вхідних даних матр. а
c Вихід: ier - код завершення:  0 - нормальне
c      < 0 - ранг матр. а =-ier-1
c      > 0 - втрата точності на ier+1 кроці
c-----corected:
c      І.Б. 1992.
      real a(*),r(*),eps
      integer*4 m,n,ier
      real tol,piv,tm,dop,pivi
      integer*4 i,j,k,l,ii,ll1,mm,nm,lend,ist,lst
d  print *,'---gelg : m,n,eps=',m,n,eps
d  print *,'a=', (a(i),i=1,mm), '  r=',(r(i),i=1,nm)
d  pause
c  print '(a,i3,a)';      розв'язок СЛАР:      (порядок=',
c  *      m,')'
      if (m) 23,23,1
1  ier=0.
      piv=0.
      mm=m*m
      nm=n*m
      do 3 l=1,mm
          tm=abs(a(l))
          if (tm-piv) 3,3,2
2  piv=tm
          i=1
3  continue
      tol=eps*piv
c --- ----- a(i)--ведуч.елем. Почат. циклу виключ.
      lst=1
      do 17 k=1,m
c      print '(a,i3)'+      розв'язок САР:  i=',k
c----- перевір. на сингулярн.
          if (piv) 24,24,4
4  if (ier) 7,5,7
5  if (piv-tol) 6,6,7
6  ier=k-1
7  pivi=1./a(i)
          j=(i-1)/m
          i=i-j*m-k
          j=j+1-k
c..... i+k= індекс стрічки
c..... j+k= індекс стовпця
          do 8 l=k,nm,m
              ll1=l+i
              dop=pivi*r(ll1)

```

```

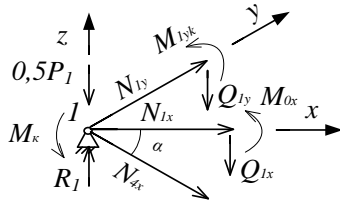
      r(l1)=r(l)
8    r(l)=dop
с
      if (k-m) 9,18,18
с --- ----- перест. стовп. і стр.:
9    lend=lst+m-k
      if(j) 12,12,10
10   ii=j*m
      do 11 l=lst,lend
          dop=a(l)
          ll1=l+ii
          a(l)=a(ll1)
11   a(ll1)=dop
с---- ----- вед.ел.знаход. в k стовпці
12   do 13 l=lst,mm,m
          ll1=l+i
          dop=pivi*a(ll1)
          a(ll1)=a(l)
13   a(l)=dop
с---- ----- збереж.сещвпця інформ. про елементи:
      a(lst)=j
с---- -----видалення і пошук слід. вед.ел.:
      piv=0.
      lst=lst+1
      j=0
      do 16 ii=lst,lend
          piv=-a(ii)
          ist=ii+m
          j=j+1
          do 15 l=ist,mm,m
              ll1=l-j
              a(l)=a(l)+pivi*a(ll1)
              tm=abs(a(l))
              if (tm-piv) 15,15,14
14             piv=tm
              i=l
15             continue
          do 16 l=k,nm,m
              ll1=l+j
16   r(ll1)=r(ll1)+pivi*r(l)
17   lst=lst+m
с---- ----- кінець циклу виключень. Зворотня підстановка:
18   if (m-1) 23,22,19
19   ist=mm+m
      lst=m+1
      do 21 i=2,m
          ii=lst-i
          ist=ist-lst
          l=ist-m
          l=real(a(l))+0.5
          do 21 j=ii,nm,m
              dop=r(j)
              ll=j
              do 20 k=ist,mm,m
                  ll=ll1+1
20             dop=dop-a(k)*r(ll1)
              k=j+1

```

```
        r(j)=r(k)
21  r(k)=dop
c22  continue
22  return
c --- ----- вих. при помилках:
23  continue
c  print *, ' в gelg зроблено вихід при помилках. m=',m
   ier=-1
   return
24  ier=-k-1
   return
   end
```

Уявно розіб'ємо перехресно-ребристу систему на окремі вузли і панелі (ділянки) поміж ними.

Вузол 1.



$$P_1 = q_1 \cdot d_1 \cdot l_1; M_K = \frac{q}{2} \cdot \left(\frac{d_1}{2}\right)^2 = \frac{q \cdot d_1^2}{2};$$

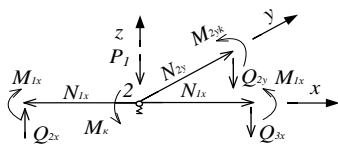
$$\Sigma Z = 0: R_1 - N_{4x} \cdot \sin \alpha - Q_{1x} - Q_{1y} - \frac{P_1}{2} = 0; \quad (3.11)$$

$$\Sigma X = 0: N_{1x} + N_{4x} \cdot \cos \alpha = 0;$$

$$\Sigma Y = 0: N_{1y} = 0.$$

$$P_1 = q \cdot d_1 \cdot l_1; M_K = q \cdot d_1^2;$$

Вузол 2.



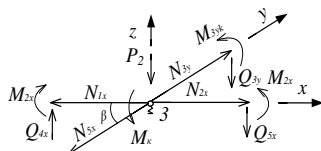
$$\Sigma Z = 0: Q_{2x} - Q_{3x} - Q_{2y} - P_1 = 0; \quad (3.12)$$

$$\Sigma X = 0: N_{1x} - N_{1x} = 0;$$

$$\Sigma Y = 0: N_{2y} = 0.$$

$$P_2 = q_1 \cdot d_1 \cdot \frac{(l_1 - l_2)}{2}; M_K = \frac{q \cdot d_1^2}{8};$$

Вузол 3.



$$\Sigma Z = 0:$$

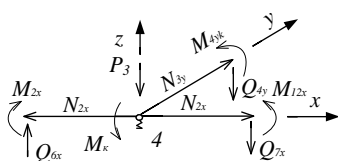
$$Q_{4x} - Q_{5x} - N_{5x} \sin \beta - Q_{5y} - P_2 = 0; \quad (3.13)$$

$$\Sigma X = 0: N_{2x} - N_{1x} - N_{5x} \cdot \cos \beta = 0;$$

$$\Sigma Y = 0: N_{3y} = 0.$$

$$P_3 = q \cdot d_1 \cdot l_2; M_K = q \frac{d_1^2}{8}; M_K = M_{4y};$$

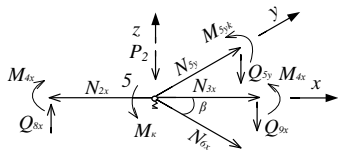
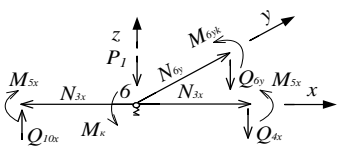
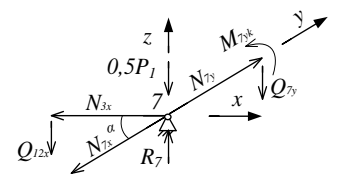
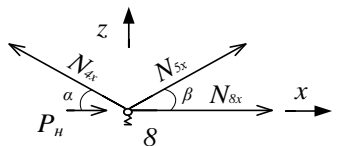
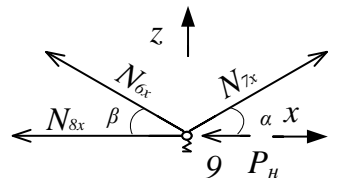
Вузол 4.



$$\Sigma Z = 0: Q_{6x} - Q_{7x} - Q_{4y} - P_2 = 0; \quad (3.14)$$

$$\Sigma X = 0: N_{2x} - N_{2x} = 0;$$

$$\Sigma Y = 0: N_{2y} = 0.$$

Вузол 5.Вузол 6.Вузол 7.Вузол 8.Вузол 9.

$$P_2 = q \cdot d_1 \cdot \frac{(l_1 + l_2)}{2}; \quad M_K = q \frac{d_1^2}{8}; \quad M_K = M_{5y};$$

$$\Sigma Z = 0: Q_{8x} - Q_{9x} - Q_{5y} - N_{6x} \sin \beta - P_2 = 0; \quad (3.15)$$

$$\Sigma X = 0: N_{3x} - N_{2x} + N_{6x} \cos \beta = 0;$$

$$\Sigma Y = 0: \quad N_{5y} = 0.$$

$$P_2 = q \cdot d_1 \cdot l_1; \quad M_K = q \frac{d_1^2}{8}; \quad M_K = M_{6y};$$

$$\Sigma Z = 0: Q_{10x} - Q_{11x} - Q_{6y} - P_1 = 0; \quad (3.16)$$

$$\Sigma X = 0: N_{3x} - N_{3x} = 0;$$

$$\Sigma Y = 0: \quad N_{6y} = 0.$$

$$\Sigma Z = 0: Q_{12x} - Q_{7y} - N_{7x} \sin \alpha - \frac{P_1}{2} + R_7 = 0;$$

$$\Sigma X = 0: -N_{3x} - N_{7x} \cos \alpha = 0; \quad (3.17)$$

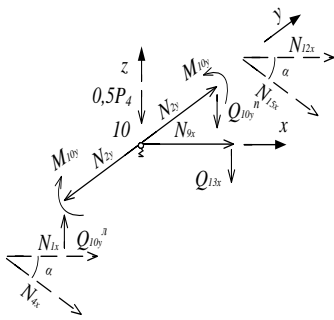
$$\Sigma Y = 0: \quad N_{7y} = 0.$$

$$\Sigma Z = 0: N_{4x} \sin \alpha + N_{5x} \sin \beta = 0;$$

$$\Sigma X = 0: -N_{4x} \cos \alpha + N_{5x} \cos \beta + N_{8x} + P_H = 0; \quad (3.18)$$

$$\Sigma Z = 0: N_{6x} \sin \beta + N_{7x} \sin \alpha = 0;$$

$$\Sigma X = 0: -N_{8x} - N_{6x} \cos \beta + N_{7x} \cos \alpha - P_H = 0; \quad (3.19)$$

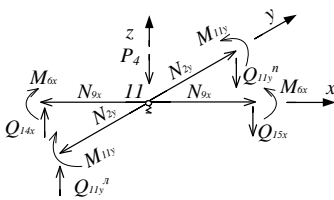
Вузол 10.

$$P_4 = q \cdot d_2 \cdot l_1;$$

$$\Sigma Z = 0: Q_{10y}^n - Q_{10y}^n - Q_{13x} - \frac{P_1}{2} = 0;$$

$$\Sigma X = 0: N_{9x} + N_{1x} + N_{12x} + N_{4x} \cos \alpha + N_{15x} \cos \alpha + 2P_H = 0; \quad (3.20)$$

$$\Sigma y = 0: N_{2y} - N_{2y} = 0.$$

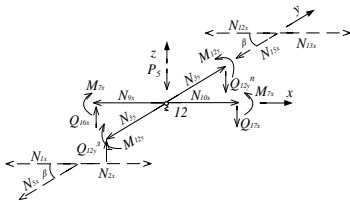
Вузол 11.

$$P_4 = q \cdot d_2 \cdot l_1;$$

$$\Sigma Z = 0: Q_{11y}^n - Q_{11y}^n + Q_{14x} - Q_{15x} - P_4 = 0; \quad (3.21)$$

$$\Sigma X = 0: N_{9x} - N_{9x} = 0;$$

$$\Sigma y = 0: N_{2y} - N_{2y} = 0.$$

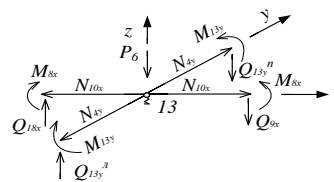
Вузол 12.

$$P_5 = q \cdot d_2 \cdot \frac{(l_1 - l_2)}{2};$$

$$\Sigma Z = 0: Q_{12y}^n - Q_{12y}^n + Q_{16x} - Q_{17x} - P_5 = 0;$$

$$\Sigma X = 0: -N_{9x} + N_{10x} - N_{1x} - N_{12x} + N_{2x} + N_{13x} - N_{5x} \cos \alpha - N_{16x} \cos \alpha = 0; \quad (3.22)$$

$$\Sigma y = 0: N_{3y} - N_{3y} = 0.$$

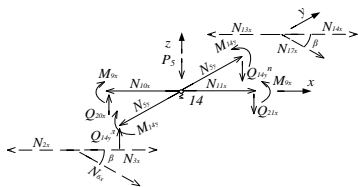
Вузол 13.

$$P_6 = q \cdot d_2 \cdot l_2;$$

$$\Sigma Z = 0: Q_{13y}^n + Q_{13y}^n + Q_{18x} - Q_{19x} - P_6 = 0;$$

$$\Sigma X = 0: N_{10x} - N_{10x} = 0;$$

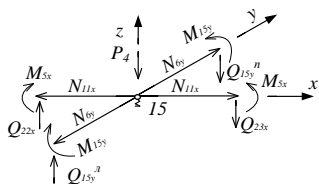
$$\Sigma y = 0: N_{4y} - N_{4y} = 0. \quad (3.23)$$

Вузол 14.

$$\Sigma z = 0: Q_{14y}^n - Q_{14y}^n + Q_{20x} - Q_{21x} - P_5 = 0;$$

$$\Sigma x = 0: -N_{10x} - N_{2x} - N_{13x} + N_{3x} + N_{11x} + N_{14x} - N_{6x} \cos \beta - N_{17x} \cos \beta = 0; \quad (3.24)$$

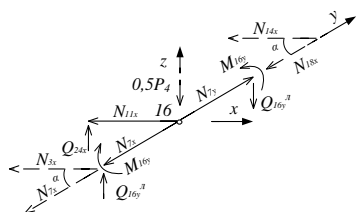
$$\Sigma y = 0: N_{5y} - N_{5y} = 0.$$

Вузол 15.

$$\Sigma z = 0: Q_{15y}^n - Q_{15y}^n + Q_{22x} - Q_{23x} - P_4 = 0;$$

$$\Sigma x = 0: -N_{4x} + N_{4x} = 0; \quad (3.25)$$

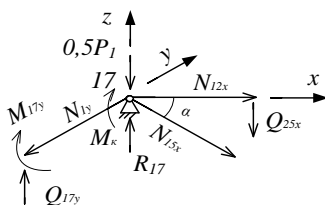
$$\Sigma y = 0: N_{6y} - N_{6y} = 0.$$

Вузол 16.

$$\Sigma z = 0: Q_{16y}^n - Q_{16y}^n + Q_{24x} - \frac{P_4}{2} = 0;$$

$$\Sigma x = 0: -N_{11x} - N_{3x} - N_{14x} - N_{7x} \cos \alpha - N_{18x} \cos \alpha = 0; \quad (3.26)$$

$$\Sigma y = 0: N_{7y} - N_{7y} = 0.$$

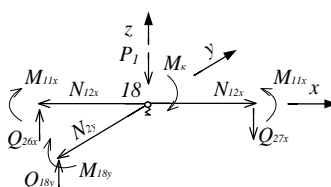
Вузол 17.

$$\Sigma z = 0: R_{17} - N_{15x} \sin \alpha - Q_{25x} + Q_{17y} -$$

$$-\frac{P_1}{2} = 0; \quad (3.27)$$

$$\Sigma x = 0: N_{12x} + N_{15x} \cos \alpha = 0;$$

$$\Sigma y = 0: N_{1y} = 0.$$

Вузол 18.

$$\Sigma z = 0: Q_{26x} - Q_{27x} + Q_{18y} - P_1 = 0;$$

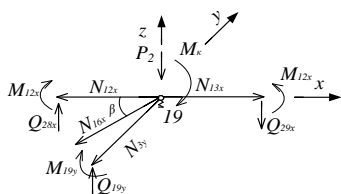
$$\Sigma x = 0: N_{12x} - N_{12x} = 0; \quad (3.28)$$

$$\Sigma y = 0: -N_{2y} = 0.$$

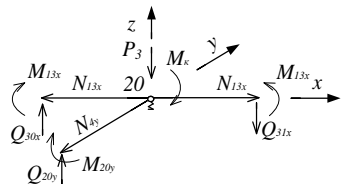
Вузол 19.

$$\Sigma z = 0: Q_{28x} - Q_{29x} - N_{16x} \sin \beta + Q_{19y} -$$

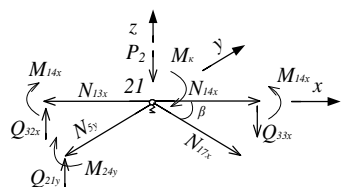
$$-P_2 = 0; \quad (3.29)$$



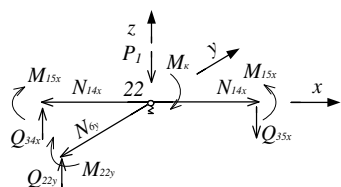
Вузол 20.



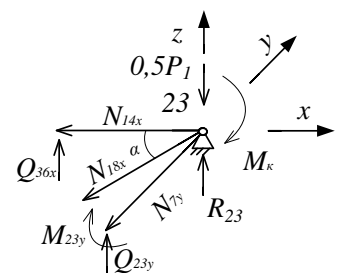
Вузол 21.



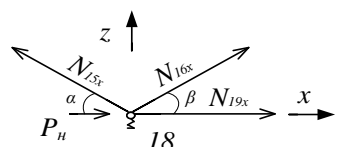
Вузол 22.



Вузол 23.



Вузол 24.



$$\Sigma x = 0: N_{13x} - N_{12x} - N_{16x} \cos \beta = 0;$$

$$\Sigma y = 0: -N_{3y} = 0.$$

$$\Sigma z = 0: Q_{30x} - Q_{31x} + Q_{20y} - P_3 = 0;$$

$$\Sigma x = 0: N_{13x} - N_{13x} = 0;$$

$$\Sigma y = 0: -N_{4y} = 0.$$

(3.30)

$$\Sigma z = 0: Q_{32x} - Q_{32x} + Q_{21y} - N_{17x} \sin \beta -$$

$$-P_2 = 0;$$

$$\Sigma x = 0: -N_{13x} + N_{14x} + N_{17x} \cos \beta = 0;$$

$$\Sigma y = 0: -N_{5y} = 0.$$

(3.31)

$$\Sigma z = 0: Q_{34x} - Q_{35x} + Q_{22y} - P_1 = 0;$$

$$\Sigma x = 0: -N_{14x} + N_{14x} = 0;$$

$$\Sigma y = 0: -N_{6y} = 0.$$

(3.32)

$$\Sigma z = 0: Q_{36x} + Q_{23y} - N_{18x} \sin \alpha - \frac{P_1}{2} -$$

$$-R_{25} = 0;$$

$$\Sigma x = 0: -N_{14x} - N_{18x} \cos \beta = 0;$$

$$\Sigma y = 0: -N_{7y} = 0.$$

(3.33)

$$\Sigma z = 0: N_{15x} \sin \alpha + N_{16x} \sin \beta = 0;$$

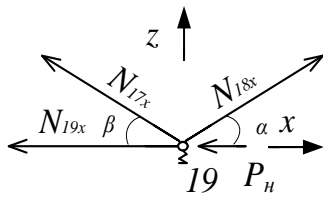
$$\Sigma x = 0: -N_{15x} \cos \alpha + N_{16x} \cos \beta + N_{19x} +$$

$$+P_H = 0;$$

(3.34)

$$\Sigma y = 0: 0 = 0.$$

Вузол 25.



$$\begin{aligned} \Sigma z = 0: N_{18x} \sin \alpha + N_{17x} \sin \beta &= 0; \\ \Sigma x = 0: -N_{17x} \cos \beta + N_{18x} \cos \alpha - N_{19x} - & \\ -P_H &= 0; \\ \Sigma y = 0: 0 &= 0. \end{aligned} \quad (3.35)$$

Математична модель конструкції має вигляд:

$$N_{1x} + N_{4x} \cdot \cos \alpha = 0; \quad (3.36-1)$$

$$-N_{1x} + N_{2x} - N_{5x} \cdot \cos \beta = 0; \quad (3.36-2)$$

$$-N_{2x} + N_{3x} + N_{6x} \cos \beta = 0; \quad (3.36-3)$$

$$N_{4x} \sin \alpha + N_{5x} \sin \beta = 0; \quad (3.36-4)$$

$$-N_{4x} \cos \alpha + N_{5x} \cos \beta + N_{8x} = -P_H; \quad (3.36-5)$$

$$N_{6x} \sin \beta + N_{7x} \sin \alpha = 0; \quad (3.36-6)$$

$$-N_{3x} - N_{7x} \cos \alpha = 0; \quad (3.36-7)$$

$$-N_{6x} \cos \beta + N_{7x} \cos \alpha - N_{8x} = P_H; \quad (3.36-8)$$

$$N_{1x} + N_{9x} + N_{12x} + N_{4x} \cos \alpha + N_{15x} \cos \alpha = 0 \quad (3.36-9)$$

$$N_{1x} + N_{4x} \cos \alpha + N_{9x} + N_{12x} + N_{15x} \cos \alpha = -2P_H; \quad (3.36-10) \quad (3.36)$$

$$-N_{3x} - N_{7x} \cos \alpha - N_{11x} - N_{14x} - N_{18x} \cos \alpha = 0; \quad (3.36-11)$$

$$N_{12x} + N_{15x} \cos \alpha = 0; \quad (3.36-12)$$

$$-N_{12x} + N_{13x} - N_{16x} \cos \beta = 0; \quad (3.36-13)$$

$$-N_{13x} + N_{14x} + N_{17x} \cos \beta = 0; \quad (3.36-14)$$

$$N_{15x} \sin \alpha + N_{16x} \sin \beta = 0; \quad (3.36-15)$$

$$-N_{15x} \cos \alpha + N_{16x} \cos \beta + N_{19x} = -P_H; \quad (3.36-16)$$

$$N_{17x} \sin \beta + N_{18x} \sin \alpha = 0 \quad (3.36-17)$$

$$-N_{14x} - N_{18x} \cos \beta = 0; \quad (3.36-18)$$

$$-N_{17x} \cos \beta + N_{18x} \cos \alpha - N_{19x} = P_H; \quad (3.36-19)$$

$$R_{1x} - N_{4x} \sin \alpha - \frac{M_{1x}}{l_1} + \frac{M_{1y}}{d_1} = \frac{P_1}{2}; \quad (3.36-20)$$

$$R_{7x} - N_{7x} \sin \alpha + \frac{M_{5x}}{l_1} + \frac{M_{7y}}{d_1} = \frac{P_1}{2}; \quad (3.36-21)$$

$$R_{15x} - N_{15x} \sin \alpha - \frac{M_{11x}}{l_1} + \frac{M_{1y}}{d_1} = \frac{P_1}{2}; \quad (3.36-22)$$

$$R_{21x} - N_{18x} \sin \alpha + \frac{M_{15x}}{l_1} + \frac{M_{7y}}{d_1} = \frac{P_1}{2}; \quad (3.36-23)$$

$$-\frac{2M_{1x}}{l_1} + \frac{M_{2x}}{l_1} + \frac{M_{2y}}{d_1} = P_1; \quad (3.36-24)$$

$$\frac{M_{1x}}{l} - \frac{M_{2x}(l_1 + l_2)}{l_1 l_2} + \frac{M_{2x}}{l_2} + \frac{M_{3y}}{d_1} - N_6 \sin \alpha = P_2; \quad (3.36-25)$$

$$\frac{M_{2x}}{l_2} - \frac{2M_{3x}}{l_2} + \frac{M_{4x}}{l_2} + \frac{M_{4y}}{d_1} = P_3 \quad (3.36-26)$$

$$\frac{M_{3x}}{l_2} - \frac{M_{4x}(l_1 + l_2)}{l_1 l_2} + \frac{M_{5x}}{l_1} + \frac{M_{5y}}{d_1} - N_7 \sin \alpha = P_2; \quad (3.36-27)$$

$$\frac{M_{4x}}{l_1} - \frac{2M_{5x}}{l_1} + \frac{M_{6y}}{d_1} = P_1; \quad (3.36-28)$$

$$-\frac{2M_{6x}}{l_1} + \frac{M_{7x}}{l_1} - \frac{2M_{2y}}{d_1} = P_4; \quad (3.36-29)$$

$$\frac{M_{6x}}{l_1} - \frac{M_{7x}(l_1 + l_2)}{l_1 l_2} + \frac{M_{8x}}{l_2} + \frac{2M_{3y}}{d_1} = P_5; \quad (3.36-30)$$

$$\frac{M_{7x}}{l_2} - \frac{2M_{8x}}{l_2} + \frac{M_{9x}}{l_2} - \frac{2M_{4y}}{d_1} = P_6 \quad (3.36-31)$$

$$\frac{M_{8x}}{l_2} - \frac{M_{9x}(l_1 + l_2)}{l_1 l_2} + \frac{M_{10x}}{l_1} + \frac{2M_{5y}}{d_1} = P_5 \quad (3.36-32)$$

$$\frac{M_{9x}}{l_1} - \frac{2M_{10x}}{l_1} - \frac{2M_{6y}}{d_1} = P_4; \quad (3.36-33)$$

$$-\frac{2M_{11x}}{l_1} + \frac{M_{12x}}{l_1} + \frac{M_{2y}}{d_1} = P_1; \quad (3.36-34)$$

$$\frac{M_{11x}}{l_1} - \frac{M_{12x}(l_1 + l_2)}{l_1 l_2} + \frac{M_{13x}}{l_2} + \frac{M_{3y}}{d_1} - N_{16} \sin \beta = P_2; \quad (3.36-35)$$

$$\frac{M_{12x}}{l_2} - \frac{2M_{13x}}{l_2} + \frac{M_{14x}}{l_2} - \frac{M_{4y}}{d_1} = P_3; \quad (3.36-36)$$

$$\frac{M_{13x}}{l_2} - \frac{M_{14x}(l_1 + l_2)}{l_1 l_2} + \frac{M_{15x}}{l_1} + \frac{M_{5y}}{d_1} - N_{17} \sin \beta = P_2; \quad (3.36-37)$$

$$\frac{M_{14x}}{l_1} - \frac{2M_{15x}}{l_1} + \frac{M_{6y}}{d_1} = P_1; \quad (3.36-38)$$

$$\frac{M_{6x}}{l_1} - \frac{2M_{1y}}{d_1} = \frac{P_4}{4}; \quad (3.36-39)$$

$$\frac{M_{10x}}{l_1} - \frac{2M_{7y}}{d_1} = \frac{P_4}{4}; \quad (3.36-40)$$

$$\frac{2M_{2y}d_1}{3EI_n} - \frac{2y_6}{d_1} + \frac{f_1}{d_1} + \frac{f_{11}}{d_1} = 0; \quad (3.36-41)$$

$$\frac{2M_{3y}d_1}{3EI_n} - \frac{2f_7}{d_1} + \frac{f_1}{d_1} + \frac{f_{11}}{d_1} = 0; \quad (3.36-42)$$

$$\frac{2M_{4y}d_1}{3EI_n} - \frac{2f_8}{d_1} + \frac{f_1}{d_1} + \frac{f_{11}}{d_1} = 0; \quad (3.36-43)$$

$$\frac{2M_{5y}d_1}{3EI_n} - \frac{2f_9}{d_1} + \frac{f_1}{d_1} + \frac{f_{11}}{d_1} = 0; \quad (3.36-44)$$

$$\frac{2M_{6y}d_1}{3EI_n} - \frac{2f_{10}}{d_1} + \frac{f_1}{d_1} + \frac{f_{11}}{d_1} = 0; \quad (3.36-45)$$

$$M_{1x}\Delta_{11} + M_{2x}\Delta_{12} + M_{3x}\Delta_{13} + M_{4x}\Delta_{14} + \\ + M_{5x}\Delta_{15} - \frac{2f_1}{l_1} + \frac{f_2}{l_1} = 0; \quad (3.36-46)$$

$$M_{1x}\Delta_{21} + M_{2x}\Delta_{22} + M_{3x}\Delta_{23} + M_{4x}\Delta_{24} + M_{5x}\Delta_{25} + \frac{f_1}{l_1} - \\ - \frac{f_2(l_1 + l_2)}{l_1 l_2} + \frac{f_3}{l_2} = 0; \quad (3.36-47)$$

$$M_{1x}\Delta_{31} + M_{2x}\Delta_{32} + M_{3x}\Delta_{33} + M_{4x}\Delta_{34} + \quad (3.36-48)$$

Рівняння нерозривності деформації

$$+M_{5x}\Delta_{35} + \frac{f_2}{l_2} - \frac{2f_3}{l_2} + \frac{f_4}{l_2} = 0$$

$$M_{1x}\Delta_{41} + M_{2x}\Delta_{42} + M_{3x}\Delta_{43} + M_{4x}\Delta_{44} + M_{5x}\Delta_{45} + \frac{f_3}{l_2} - \frac{f_4(l_1 + l_2)}{l_1 l_2} + \frac{f_5}{l_1} = 0 \quad (3.36-49)$$

$$M_{1x}\Delta_{41} + M_{2x}\Delta_{42} + M_{3x}\Delta_{43} + M_{4x}\Delta_{44} + M_{5x}\Delta_{45} + \frac{f_3}{l_2} - \frac{f_4(l_1 + l_2)}{l_1 l_2} + \frac{f_5}{l_1} = 0; \quad (3.36-50)$$

$$M_{6x}\Delta_{66} + M_{7x}\Delta_{67} + M_{8x}\Delta_{68} + M_{9x}\Delta_{69} + M_{10x}\Delta_{6,10} + \frac{f_{16}}{l_1} - \quad (3.36-51)$$

$$M_{6x}\Delta_{76} + M_{7x}\Delta_{77} + M_{8x}\Delta_{78} + M_{9x}\Delta_{79} + M_{10x}\Delta_{7,10} + \frac{f_6}{l_1} - \frac{f_7(l_1 + l_2)}{l_1 l_2} + \frac{f_8}{l_2} = 0; \quad (3.36-52)$$

$$M_{6x}\Delta_{86} + M_{7x}\Delta_{87} + M_{8x}\Delta_{88} + M_{9x}\Delta_{89} + M_{10x}\Delta_{8,10} + \frac{f_7}{l_2} - \frac{2f_8}{l_2} + \frac{f_9}{l_2} = 0; \quad (3.36-53)$$

$$M_{6x}\Delta_{96} + M_{7x}\Delta_{97} + M_{8x}\Delta_{98} + M_{9x}\Delta_{99} + M_{10x}\Delta_{9,10} + \frac{f_8}{l_2} - \frac{f_9(l_1 + l_2)}{l_1 l_2} + \frac{f_{10}}{l_1} = 0; \quad (3.36-54)$$

$$M_{6x}\Delta_{10,6} + M_{7x}\Delta_{10,7} + M_{8x}\Delta_{10,8} + M_{9x}\Delta_{10,9} + M_{10x}\Delta_{10,10} + \quad (3.36-55)$$

$$M_{11x}\Delta_{11,11} + M_{12x}\Delta_{11,12} + M_{13x}\Delta_{11,13} + M_{14x}\Delta_{11,14} + M_1 \quad (3.36-56)$$

$$\begin{aligned}
M_{11x}\Delta_{12,11} + M_{12x}\Delta_{12,12} + M_{13x}\Delta_{12,13} + M_{14x}\Delta_{12,14} + M_{15x}L \\
+ \frac{f_{13}}{l_2} = 0;
\end{aligned}
\tag{3.36-57}$$

$$M_{11x}\Delta_{13,11} + M_{12x}\Delta_{13,12} + M_{13x}\Delta_{13,13} + M_{14x}\Delta_{13,14} + M_{15x}L \tag{3.36-58}$$

$$\begin{aligned}
M_{11x}\Delta_{14,11} + M_{12x}\Delta_{14,12} + M_{13x}\Delta_{14,13} + M_{14x}\Delta_{14,14} + M_{15x}L \\
+ \frac{f_{15}}{l_1} = 0;
\end{aligned}
\tag{3.36-59}$$

$$M_{11x}\Delta_{15,11} + M_{12x}\Delta_{15,12} + M_{13x}\Delta_{15,13} + M_{14x}\Delta_{15,14} + M_{15x}L \tag{3.36-60}$$

$$\frac{2M_{1y}d_1}{3EI_{n1}} - \frac{2f_{16}}{d_1} = 0; \tag{3.36-61}$$

$$\frac{2M_{7y}d_1}{3EI_{n1}} - \frac{2f_{17}}{d_1} = 0. \tag{3.36-62}$$