

Національний університет «Львівська політехніка»

На правах рукопису

Вибранець Юрій Юрійович



УДК 624.014+691.328

**МІЦНІСТЬ І ДЕФОРМАТИВНІСТЬ КОМБІНОВАНИХ МЕТАЛЕВИХ
СИСТЕМ, ОБ'ЄДНАНИХ У СУМІСНУ РОБОТУ ЗІ ЗАЛІЗОБЕТОННОЮ
ПЛИТОЮ**

05.23.01 – Будівельні конструкції, будівлі та споруди

Дисертація на здобуття наукового ступеня
кандидата технічних наук

**Науковий керівник -
кандидат технічних наук,
доцент Іваник Іван Григорович**

Ідентичність усіх примірників дисертації

ЗАСВІДЧУЮ:

Вчений секретар

спеціалізованої вченої ради

/Холод П.Ф./

Львів -2015

Зміст

ВСТУП.....	4
РОЗДІЛ 1. ОГЛЯД СУЧАСНОГО СТАНУ ПРОБЛЕМИ ПРОЕКТУВАННЯ ТА РОЗРАХУНКУ ШПРЕНГЕЛЬНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	9
1.1. Розвиток сталезалізобетонних конструкцій.....	9
1.2. Огляд теоретичних і експериментальних досліджень сталезалізобетонних конструкцій шпренгельного типу	18
1.3. Аналіз основних принципів розрахунку та проектування сталезалізобетонних конструкцій.	29
1.4. Висновки та задачі досліджень.....	41
РОЗДІЛ 2. МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОМБІНОВАНИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	42
2.1 Принцип просторової системи з податливими вузлами	42
2.1.1. Розрахункова модель і основна система.....	42
2.1.2. Система рівнянь статички.....	45
2.1.3. Основна система рівнянь нерозривності деформацій.....	51
2.2. Побудова алгоритму розрахунку.....	52
2.3. Робота об'єднаного сталезалізобетонного перерізу в пружній стадії	56
2.3.3. Розрахунок сполучення плити з металевою балкою.....	62
2.4. Програмне забезпечення	64
2.5. Висновки до розділу 2	73
РОЗДІЛ 3. ПРОГРАМА, МЕТОДИКА ТА РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ	74
3.1. Виготовлення та характеристики дослідних конструкцій.....	74
3.2. Програма експериментальних досліджень.....	82
3.3. Методика експериментальних досліджень конструкцій	84
3.4. Результати експериментальних досліджень.....	88
3.5. Висновки до розділу 3	101

РОЗДІЛ 4. ЗАСТОСУВАННЯ КОМБІНОВАНИХ МЕТАЛЕВИХ СИСТЕМ, ОБ'ЄДНАНИХ У СУМІСНУ РОБОТУ ЗІ ЗАЛІЗОБЕТОННОЮ ПЛИТОЮ ПЕРЕКРИТТЯ ПРИ РОЗРОБЦІ ПРОЕКТІВ БУДІВНИЦТВА ТА РЕКОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД.	102
4.1. Сталезалізобетонне перекриття при реконструкції будівлі виробничого корпусу «Бізнес-центр «Підзамче» по вул. Б.Хмельницького, 176 у м. Львові.	102
4.2. Сталезалізобетонне перекриття по металевих шпренгельних конструкціях будівлі мережі «Sport Life» по вул. Зубрівській, 38 у м. Львові.	108
4.3. Металеві шпренгельні конструкції в складі комбінованого сталезалізобетонного перекриття будівлі відпочинкового корпусу ТзОВ «Трускавецьінвест» у м. Трускавці.	112
4.3. Висновки до розділу 4	120
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	121
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	123
Додаток А	141
Додаток Б	145

ВСТУП

Актуальність теми. Основні задачі в області вдосконалення будівельних конструкцій вимагають покращення їх структури, розширення використання ефективних видів прокату, забезпечення економії матеріалів і трудових затрат. Поставлені задачі можуть бути розв'язані шляхом розробки і вдосконалення ефективних конструктивних форм, які відповідають вимогам прогресивних технологій виготовлення та монтажу, вдосконалення методів розрахунку і норм проектування.

Сталезалізобетонні шпренгельні конструкції застосовують при зведенні та реконструкції житлових, громадських і виробничих будівель. З них виконують несучі елементи покриттів та перекриттів, також прогонові будови. Застосування комбінованих металевих систем в сумісній роботі з залізобетонною плитою дозволяє зменшити вагу конструкцій при забезпеченні експлуатаційних вимог (на початок).

Робота елементів конструкцій в умовах неодноосного напруженого стану визначає особливості їх деформативних властивостей і несучої здатності. Вимоги з врахування фізичної нелінійності металевих і сталезалізобетонних елементів сформульовані в стандартах та нормативних документах (ДБН В.2.6-163:2010, ДБН В.2.6-160:2010), інструкціях і рекомендаціях. Але врахування цих вимог на практиці проектування ускладнене. Недостатня розробка відповідних методів і програм розрахунку може спричинити використання традиційних методів розрахунку до некоректної оцінки роботи конструкції в цілому і прийняттю нераціональних проектних рішень. Тому просторова модель – це один з перспективних напрямків вдосконалення теорії розрахунку комбінованих сталезалізобетонних конструкцій.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Тема дисертації відповідає науково-технічній політиці України в галузі збереження будівельного фонду і надійності будівель, що підтверджується Постановою Кабінету Міністрів України № 409 від 05.05.1997р. “Про забезпечення надійної

і безпечної експлуатації будівель та інженерних мереж”, рішенням міжвідомчої комісії з питань науково-технологічної безпеки при Раді національної безпеки і оборони України від 14.02.2002р. “Про технічний стан і залишковий ресурс конструкцій і споруд основних галузей господарства в Україні”.

Дисертаційна робота виконана згідно з тематикою наукових досліджень кафедри «Будівельне виробництво» Національного університету «Львівська політехніка»: «Технологія будівництва, дослідження прогресивних конструкцій і методів зведення будівель і споруд, сучасні технології енергоефективного будівництва, бетонів поліфункціонального призначення та ефективних оздоблювальних, гідроізоляційних, антикорозійних матеріалів», а також в рамках госпдоговірних тем (номер держреєстрації 0106U008821).

Мета роботи та задачі досліджень. Метою дисертаційної роботи є розробка математичної моделі й алгоритму просторового розрахунку металевих шпренгельних систем, об’єднаних у сумісну роботу з залізобетонною плитою різної конструкції, вивчення характеру роботи їх елементів та знаходження резервів несучої здатності.

Досягнення поставленої мети здійснюється вирішенням таких задач:

- на основі методик розрахунку перехресно-ребристих та комбінованих шпренгельних систем створити математичну модель розрахунку, алгоритм та програму визначення зусиль і вертикальних переміщень у просторових шпренгельних сталезалізобетонних системах;
- теоретично дослідити міцність та деформативність шпренгельних сталезалізобетонних конструкцій на симетричні та несиметричні навантаження;
- виконати випробування комбінованих металевих систем, об’єднаних у сумісну роботу з залізобетонною плитою різної форми, та визначити залежність міцності та деформативності дослідних зразків;
- дослідити експериментальним шляхом тріщиностійкість сталезалізобетонних шпренгельних конструкцій з різним типом монолітної плити перекриття та зафіксувати характер руйнування дослідних зразків;

- на основі аналізу економічної ефективності, теоретичних та експериментальних досліджень, розробити рекомендації для розрахунку, проектування та застосування сталезалізобетонних шпренгельних конструкцій.

Об'єкт дослідження – металева шпренгельна статично невизначена комбінована система, об'єднана у сумісну роботу з залізобетонною плитою.

Предмет дослідження – міцність та деформативність металевих шпренгельних статично невизначених конструкцій, об'єднаних у сумісну роботу з залізобетонною плитою різної форми.

Методи дослідження. При виконанні поставлених у дисертаційній роботі задач, застосовувались методи математичного моделювання, метод прямого експерименту, метод прямого заміру переміщень прогиномірами та індикаторами для визначення деформацій та прогинів, порівняльний аналіз збіжності теоретичних даних і даних, отриманих експериментальним шляхом.

Наукова новизна отриманих результатів:

- на основі методик розрахунку перехресно-ребристих та комбінованих шпренгельних систем створена математична модель розрахунку, алгоритм та програма визначення зусиль та вертикальних переміщень в просторових шпренгельних сталезалізобетонних системах;

- отримано теоретичні та експериментальні дані параметрів міцності та деформативності елементів комбінованих металевих шпренгельних систем, об'єднаних у сумісну роботу з залізобетонною плитою різної форми;

- для запропонованих сталезалізобетонних шпренгельних систем встановлено зниження нормальних напружень в перерізах елементів у порівнянні з конструкціями іншого типу;

- отримано подальший розвиток дослідження напружено-деформованого стану шпренгельних сталезалізобетонних систем з регулюванням зусиль в затяжці.

Практичне значення отриманих результатів полягає в розробці математичної моделі, алгоритму та програми розрахунку, які використані при проектуванні нових і перерахунку існуючих комбінованих сталезалізобетонних

шпренгельних систем. Результати роботи дають можливість визначити параметри міцності та деформативності у всіх елементах конструкції. Результати досліджень впроваджено при розробленні конструктивних рішень сталезалізобетонних перекриттів громадських будівель та будівель виробничого призначення.

Рекомендації з розрахунку сталезалізобетонних конструкцій будівель та споруд, що наведені в дисертаційній роботі, застосовуються у навчальному процесі на кафедрі будівельного виробництва Національного університету “Львівська політехніка” при викладанні дисципліни “Розрахункові методи в технології зведення будівель та споруд” для спеціальності 8.006010103 «Міське будівництво та господарство».

Особистий внесок здобувача. Результати наукових досліджень, що представлені у роботі, отримані автором самостійно та виносяться до захисту вперше. У наукових працях, опублікованих у співавторстві, здобувачеві належить:

- розробка математичної моделі, алгоритму та програми визначення зусиль і вертикальних переміщень в шпренгельних сталезалізобетонних системах;
- проведення випробувань металевих шпренгельних конструкцій, об'єднаних у сумісну роботу з залізобетонною плитою різної форми;
- обробка та аналіз результатів експериментальних досліджень;
- визначення економічної ефективності сталезалізобетонних шпренгельних конструкцій на реальних об'єктах у порівнянні з конструкціями іншого типу.

Апробація результатів дисертації. Основні положення дисертаційної роботи доповідалися на Міжнародних науково-технічних конференціях на VII Міжнародному симпозіумі «Механіка і фізика руйнування матеріалів та конструкцій» в м. Києві (2007 р.), на XI Міжнародній науковій конференції «Актуальні проблеми будівництва та інженерії довкілля» (Львів, 2007 р.), на VII Міжнародній науково-практичній конференції «Energia w pauce i technice»

(Bialystok-Suwalki, 2008p.), на LXV науково-практичній конференції у м. Києві (2009 р.), на II Міжнародній науково-практичній конференції «Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій» (Львів-Дубляни, 2012р.), на X Міжнародній науково-технічній конференції «Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація» (Полтава, 8-12 жовтня 2012 р.), 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.).

Публікації. Основні наукові результати за темою дисертаційної роботи опубліковані у 11 наукових працях, у тому числі 9 наукових публікацій у спеціалізованих фахових виданнях, внесених до переліку ВАК України, 1 стаття у періодичному виданні, що є в переліку наукометричних баз даних: AGRO, Index Copernicus International.

Структура та обсяг роботи. Дисертація складається із вступу, 4 розділів, загальних висновків, списку використаних джерел із 158 найменувань, 2 додатків. Робота викладена на 158 сторінках, у тому числі містить 126 сторінок основного тексту, з них 15 повних сторінок з рисунками і таблицями, 18 сторінок списку використаних джерел та 10 сторінок додатків.

РОЗДІЛ 1. ОГЛЯД СУЧАСНОГО СТАНУ ПРОБЛЕМИ ПРОЕКТУВАННЯ ТА РОЗРАХУНКУ ШПРЕНГЕЛЬНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

1.1. Розвиток сталезалізобетонних конструкцій

Розвиток промисловості, транспорту, торгівлі в нашій країні та світі призводить до збільшення обсягів будівельних робіт в цивільному та промисловому будівництві, внаслідок чого збільшується потреба в будівельних матеріалах та створення нових конструктивних форм. Все це стало важливою передумовою появи залізобетону. Конкуренція між сталлю і залізобетоном, започаткована у XIX столітті, зробила значний внесок в розвиток будівельної галузі й інженерної науки в цілому, хоча історія сталезалізобетону виникла раніше як залізобетону: в результаті обетонування металевих каркасів для підвищення вогнестійкості. Інженери відчули можливість вдосконалення конструкцій, паралельно використовуючи переваги як залізобетону так і сталі, при одночасному усуненні їх недоліків.

Поряд із застосуванням вже апробованих залізобетонних конструкцій, створюються нові конструктивні форми, впроваджуються нові конструкції, які характеризуються малою матеріаломісткістю. Це сталезалізобетонні конструкції, які поєднують найкращі властивості сталевих і конструкцій із залізобетону. Такого роду конструкції за рахунок економії закладних деталей мають значно меншу масу, і відрізняються від сталевих меншою витратою металу.

гідно з Eurocode 4 [59] сталезалізобетонні конструкції – це конструкції з використанням сталевих прокату, поєданого з бетоном, який може бути армований стрижневою арматурою. Це великий клас будівельних конструкцій, що відрізняються як за конструктивними ознаками, так і за рівнем використання спільної роботи бетону і сталі.

Ефективність сталезалізобетонних конструкцій в порівнянні з сталевими або залізобетонними досягається за рахунок спільної роботи двох матеріалів

(бетону і сталі), тобто реалізації одного з основоположних принципів проектування – принципу поєднання функцій різних матеріалів. Використання сталезалізобетонних конструкцій є особливо ефективним в перекриттях громадських і виробничих будівель, на які діють великі навантаження. Застосування в перекриттях громадських будівель монолітного бетону з нез'ємною опалубкою із сталевого профільованого настилу (різновид сталезалізобетонних конструкцій) є найбільш поширеним рішенням за кордоном [154, 155].

Однією з ранніх спроб з'єднання бетону із металом в загальній конструкції у вітчизняному будівництві є перекриття пам'ятки архітектури – середньої школи №7 в м. Самборі, побудованої в 1882 р. Як несучі елементи перекриття використані металеві двотаврові балки, висотою 240 мм. Балки були влаштовані з кроком 117.5 см. Поміж балками влаштовані цегляні арочні склепіння. Як показали заміри, висота арочного склепіння становила $f=10\dots15$ см, що знаходилося в межах рекомендованих нормами параметрів $L/12\dots L/2=10\dots60$ см. Така конструкція перекриття зумовлена тим, що цегла в перекритті служила як елемент опалубки для вище покладеного на неї залізобетону, який почав інтенсивно застосовуватись як новітній для тих часів будівельний матеріал. Саме цим зумовлені такі геометричні параметри перекриття.

Перше застосування сталезалізобетону в вітчизняному будівництві було здійснено у конструкціях мостів. При відновленні опор мосту через річку Дон, М. М. Абрамовим у 1919 році було запропоновано впровадити в життя ідеї А. Консідера (1902 р.) та В. П. Некрасова і використати у якості опор заповнені бетоном сталеві труби великого діаметру.

Завдяки роботам академіка Г. П. Передерія, у 30-х роках минулого століття, широко використовувались трубобетонні конструкції у мостобудуванні. Поштовхом до розвитку методу розрахунку анкерування, врахування повзучості бетону, температурних та усадкових впливів стало

активне впровадження в будівництво балок, поєднаних із залізобетонною плитою [129].

Окрім досліджень Г. П. Передерія у галузі трубобетонних конструкцій, відомі численні роботи: О. Е. Лопатто [96], М. М. Стрелецького [129], О. І. Кікіна [78], Л. К. Лукші [97], Л. І. Стороженка [126, 127], Ф. Є. Клименка [81, 83], Д. А. Єрмоленка [60], О. Л. Шагіна [136], Е. Д. Чихладзе [134, 135] та їх учнів.

Вивчення роботи трубобетону в науково-дослідних інститутах (НДІЗБ Держбуду СРСР, ЦНДПромбудівель) проводились поряд з дослідженнями залізобетону з жорстким армуванням (М. М. Стрелецький [129], А. П. Васильєв [25]), а також сталезалізобетонних плит і балок із листовим армуванням, в тому числі попередньо напружених (Ф. Є. Клименко [83]).

Перші вдалі спроби поєднання металу та бетону в єдину конструкцію для згинаних елементів були проведені в 1923 р. в Англії. Випробуваннями було підтверджено думку, що обетоновані сталеві балки, з конструктивних міркувань або з метою збільшення вогнестійкості, мають збільшену міцність і жорсткість. Думка про застосування об'єднувальних деталей для надійного використання спільної роботи сталі і залізобетону вперше виникла у 1929 році в англійських науковців Каугея і Скотта і в 1935 році у француза Фрейсіне [81]. В Швейцарії у 1939 році були запатентовані балки системи «Альфа», що відрізнялися приварюванням до їхнього верхнього поясу арматурних спіралей для об'єднання залізобетону і сталі. У зв'язку з несприятливими умовами приварювання до сталевих поясів спіралей, вони були надалі витіснені іншими об'єднувальними деталями. Приварювані при монтажі спеціальні арматурні зигзаги, хомути, відгини і похилі анкери з арматурної сталі також отримали обмежене застосування. Головним недоліком цих рішень була велика трудомісткість ручного монтажного зварювання.

У роки другої світової війни в США для об'єднання у сумісну роботу металу і бетону почали використати жорсткі упори у вигляді відрізків

прокатних швелерів і двотаврів, які приварюються на заводі, що і розширило застосування балочно-розрізних сталезалізобетонних пролітних будов [123].

За кордоном, з другої половини 50-х років, значної переваги об'єднання сталі і залізобетону набули гнучкі стержневі анкери з головками системи Nelson [126, 127]. Завдяки високій продуктивності праці (один робітник приварює в середньому три анкери за 1 хвилину) і організації низкою фірм у багатьох країнах масового виробництва зварних пістолетів та досить широкому сортаменту цих упорів. На сьогодні гнучкі циліндричні упори з головками є найбільш поширеним засобом об'єднання залізобетонної плити з металевою балкою у більшості зарубіжних країн, також і в Україні.

Добре себе зарекомендувало в промисловому й цивільному будівництві використання сталевих профільованих настилу в комплексних сталезалізобетонних перекриттях із монолітною залізобетонною плитою [1, 84]. У цих випадках настил виконує багато функцій, у тому числі слугує опалубкою при бетонуванні та несучою арматурою після твердіння бетону. Такі конструкції мають відносно невелику власну вагу, високу несучу здатність, допускають гнучке планування приміщень, прості під час виконання будівельно-монтажних робіт.

Згинані залізобетонні конструкції із зовнішньою листовою арматурою знайшли своє впровадження в середині минулого століття у Німеччині при будівництві багатопверхової споруди, коли сталевий профнастил, що використовувався раніше як незнімна опалубка, був об'єднаний з бетоном, що укладався поверх листа, спеціальними зв'язками з метою включення листа в роботу як розтягнутої арматури. Для зчеплення профлиста з бетоном є низка способів: формування рифлень на гранях профлиста, приварювання по верху настилу арматурної сітки [24, 25, 152], нанесення на лист клейкого покриття, що твердне разом з бетоном, а також інші способи [25]. Зусилля зчеплення за рахунок природного склеювання бетону і сталі в сталезалізобетонних конструкціях з армуванням із сталевих профільованих настилу з рифленням є важливим фактором у забезпеченні міцності конструкції. Створювані шляхом

плющення зовнішньої листової арматури рифлення, направлені під кутом до сили зсуву, забезпечуючи однорідність з'єднання сталі і бетону вздовж елемента. Випробування зв'язку рифленої сталі з бетоном шляхом зміщення бетонної частини зразка відносно листової арматури показали достатню надійність такого роду зв'язків [155].

Американський інститут сталевих конструкцій у 1963 році видав рекомендації для проектування сталевих балок, об'єднаних із залізобетонною плитою, обпертою на верхню полицю. Передбачалось, що горизонтальні сили взаємодії між плитою і сталевією балкою передаватимуться через стержневі анкери, приварені до верхнього поясу [142].

У СРСР випуск профнастилу розпочали з 1968 року, коли на Куйбишівському заводі «Електроштит» був освоєний станок для згинання профілю. З 1979 року розпочато застосування профнастилу в якості незнімної опалубки при зведенні монолітних залізобетонних перекриттів по сталевих балках. Сьогодні профільований настил випускають заводи в містах Алчевськ, Кривий Ріг, Старичі Львівської області, Фурси Київської області та ін.

Для прикладу, в США номенклатура типів профілів з виштамповками перевищує 25 найменувань [115]. За даними випробувань наявність в листах рифлення дозволяє підвищити міцність зчеплення профнастилу з бетоном приблизно на 20%, проте не завжди забезпечує його повне анкерування [25], внаслідок чого для ефективної роботи настилу як арматури, окрім виштамповок, потрібні анкери, що закріплюють його на опорах і служать упорами для залізобетонної плити. В якості опорних анкерів, як правило, застосовують високоміцні болти типу Nelson [25].

Проведені наукові дослідження [116, 119, 121, 125] були спрямовані на вибір оптимальних конструктивних рішень таких перекриттів, що найбільшою мірою сприяли б ефективному використанню властивостей матеріалів, а саме:

- підвищенню міцнісних властивостей бетону в стиснутій зоні за рахунок об'ємного напруженого стану, центрифугування, армування фіброю;

- зменшенню обсягу розтягнутого бетону в нових конструктивних формах;
- зниженню металомісткості стиснутих сталевих елементів сталезалізобетонної конструкції за рахунок використання високоміцних сталей, у тому числі і попередньо напружених, або неметалевих елементів;
- оптимізації вузлів та елементів сталезалізобетонних конструкцій.

Сталезалізобетонні конструкції за конструктивним рішенням і характером роботи можна розділити на чотири основні типи (рис. 1.2):

1) конструкції, що складаються з жорстких сталевих прокатних, зварних або гнутих профілів, розташованих поза залізобетонною частиною конструкції;

2) конструкції, що складаються з жорстких сталевих профілів, які розташовані всередині залізобетонної частини конструкції – залізобетонні конструкції з жорсткою арматурою;

3) конструкції, що складаються з жорстких сталевих профілів або листового прокату, розташованих по периметру перерізу (трубобетонні конструкції) або по одній чи більше граней;

Сталезалізобетонні конструкції першого типу застосовуються в основному для балок мостів і перекриттів, другого і третього типу – для балкових конструкцій, колон та опор.

Відповідно до EDIN 18800-5 [77] для сталезалізобетонних елементів запропоновано використовувати коефіцієнт ефективності поперечного перерізу δ , який визначається зі співвідношення:

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

де N_s — несуча здатність сталевих прокату;

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

Ті конструктивні елементи, для яких виконується співвідношення $0,2 \leq \delta \leq 0,9$ слід віднести до сталезалізобетонних. До сталевих відносяться ті елементи для яких $\delta > 0,9$, а при $\delta < 0,2$ — залізобетонні. Формулу (1.1) в [77] віднесено до стиснутих елементів, але з певними обмеженнями її можна використовувати і стосовно конструкцій, що працюють на згин та позакентровий стиск.

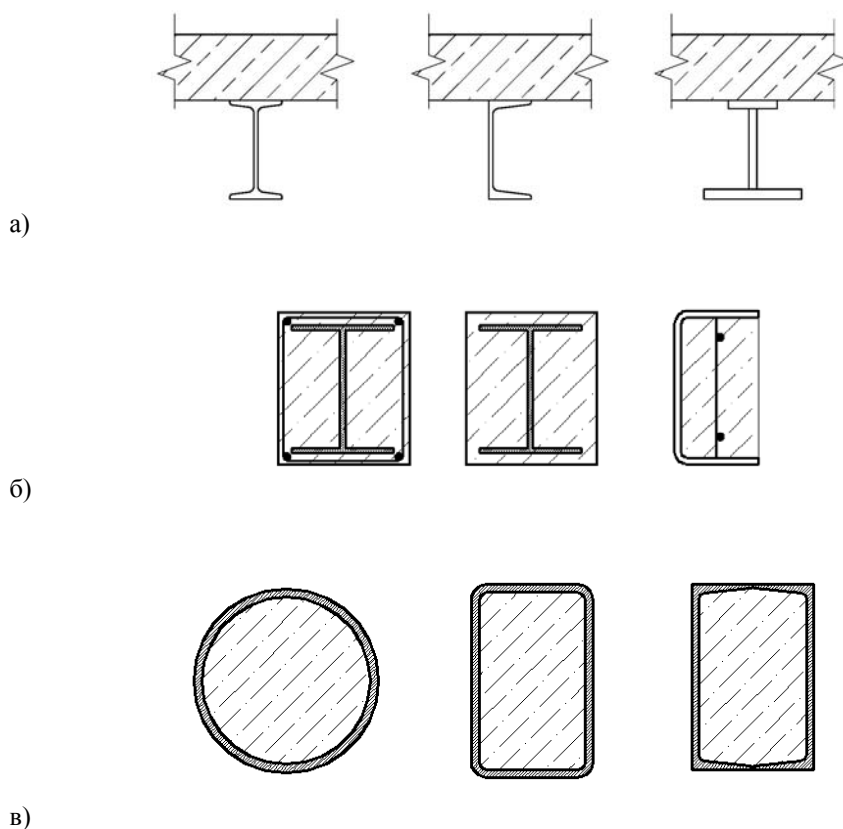


Рис.1.1. Основні типи сталезалізобетонних конструкцій за конструктивним рішенням: а) зі сталевого профілю, розташованого поза залізобетоною частиною конструкції; б) з жорстких сталевих профілів, розташованих в середині залізобетонної частини конструкції; в) з жорсткого сталевого профілю або листового прокату по периметру перерізу.

Переваги сталезалізобетонних конструкцій у порівнянні з традиційними:

- менша маса порівняно з залізобетонними конструкціями;
- підвищена жорсткість порівняно зі сталевими конструкціями;
- зниження витрати сталі порівняно зі сталевими конструкціями;
- відповідність сучасним технологіям виготовлення і монтажу, простота вузлових сполучень.

Згідно з численними дослідженнями [107] зниження витрати сталі за рахунок включення залізобетонного настилу в роботу по сприйняттю навантаження складає в середньому 10...15%.

Недоліки сталезалізобетонних, в тому числі згинаних, конструкцій:

- необхідність влаштування об'єднувальних елементів;

- поява специфічних впливів, викликаних усадкою і повзучістю бетону та перепадом температур;

- низька вогнестійкість та корозійна стійкість порівняно з залізобетонними конструкціями;

- ускладнення розрахунків на міцність і жорсткість, необхідність врахування двостадійної роботи конструкції, тріщиноутворення, повзучість бетону, зсуву різнорідних матеріалів по поверхні контакту та інших факторів.

Варто зазначити, що широкий розвиток будівництва зі збірного залізобетону в 50 — 80-і роки ХХ ст. в Україні, на відміну від європейських країн, США та Китаю, затримав розвиток та практичне застосування сталезалізобетонних конструкцій у нашій країні.

Теперішнє різке зменшення обсягів будівництва зі збірного залізобетону, підвищення вимог щодо вогнестійкості та надійності, розвиток висотного будівництва змусило повернути увагу проектувальників до сталезалізобетону, що довів свою ефективність у світовій практиці будівництва. Найбільшого поширення сталезалізобетонні конструкції отримали при зведенні мостів, хмарочосів, станцій метрополітену, серед яких є чимало унікальних споруд.

З. Я. Бліхарський [17] займався дослідженнями міцності та деформативності попередньо напружених сталобетонних балок, втрати та зчеплення нового виду стрічкової листової арматури. Також автором розроблено методику визначення напружено-деформованого стану попередньо напружених сталобетонних балок за допомогою ЕОМ.

Питаннями вогнестійкості сталезалізобетонних конструкцій займалися Б. Г. Демчина та І. М. Добрянський [53, 80]. Автори встановили, що застосування вогнезахисного покриття ОВПН-1В по листовій арматурі дозволило збільшити вогнестійкість балок майже вдвічі, а в нерозрізних плитах — з 30 хв. до 2 год. 40 хв шляхом постановки арматури в залежності від перерозподілу зусиль.

У Полтавському національному технічному університеті ім. Ю. Кондратюка під керівництвом д.т.н. професорів Л. І. Стороженка,

С. Ф. Пічугіна, О. В. Семка також ведуться дослідження сталезалізобетонних конструкцій [106, 117-119, 126-128].

Л. І. Стороженко багато працював над сталезалізобетонними конструкціями із зовнішнім листовим армуванням. Проведені експериментальні дослідження плит по профільованому настилу та їх впровадження в реальне будівництво [126-128].

О. В. Семко розробив нові типи сталезалізобетонних балкових конструкцій, запропонував вузлові з'єднання таких конструкцій, подав пропозиції до призначення коефіцієнтів умов роботи та особливостей виготовлення таких конструкцій в Україні [117-119].

О. В. Нижник у своїх працях запропонував виконувати розрахунок сталезалізобетонних часторебристих перекриттів методом скінченних елементів [99].

Д. А. Єрмоленко досліджував об'ємний напружено-деформований стан трубобетонних елементів [60].

Під керівництвом д.т.н., професора Е. Д. Чихладзе в Українській державній академії залізничного транспорту (м. Харків) проводилися дослідження сталебетонних елементів прямокутного перерізу на міцність при згині та позацентровому стиску, вивчалася несуча здатність сталебетонних конструкцій в умовах статичного і динамічного навантаження, досліджуються діаграми граничних станів сталебетонних елементів [134, 135].

Г. Л. Ватуля виконав експериментальні дослідження сталебетонних балок прямокутного перерізу зі шпренгелем [27]. Автор також використав попереднє напруження шпренгеля для оцінки його впливу на напружено деформований стан конструкції.

Під керівництвом О. Б. Голишева Ю. Г. Аметов на основі теоретичних і експериментальних досліджень отримав залежності впливу короткочасного і тривалого навантаження на несучу здатність згинаних сталебетонних конструкцій [3, 41].

Крім вище згаданих досліджень, сталезалізобетонними конструкціями займалися також: Р. А. Шмиг – займався комплексними сталебетонними балковими конструкціями [138, 82]; О. М. Гайдук – експериментально обґрунтував методику розрахунку сталезалізобетонних елементів прямокутного перерізу на міцність при позacentровому стиску і згині [37]; С. Ю. Берестянська – розробила методику оцінки напружено-деформованого стану сталебетонних плит при силових і температурних впливах [15]; Н. В. Смоленюк – дослідила напружено-деформований і граничний стани сталебетонної плити перекриття [121] та ін.

Зарубіжний досвід використання сталезалізобетонних перекриттів характеризується такими багатопверховими спорудами, як шопінг-центр в Далласі Turtle Creek Village, 15-поверхові офісні центри в Дерборн Parklane Towers, бізнес-центр в Х'юстоні Centr Point Energy plaza, житловий будівля Sierra Tower в США і багато інших. Наприклад, в будівлі Sierra Tower металеві ферми перекриття працюють спільно із залізобетонною плитою з легкого бетону по сталевому профільованому настилі. Напрямок ферм змінювався на взаємно перпендикулярний через кожні п'ять поверхів для збільшення жорсткості каркасу та рівномірного розподілу вертикальних навантажень між колонами.

Таким чином, аналіз еволюції несучих сталебетонних будівельних систем показує, що одним із перспективних напрямів застосування є конструкції шпренгельного типу зі сталезалізобетонним верхнім поясом, які на сьогодні недостатньо вивчені.

1.2. Огляд теоретичних і експериментальних досліджень сталезалізобетонних конструкцій шпренгельного типу

В Швейцарії у 1943 році проведено випробовування статичним навантаженням двох сталезалізобетонних балок прольотом 4 метри. Випробування встановили можливість визначення руйнівного згинального моменту на основі теорії граничної рівноваги. Лабораторні статичні

випробування показали, що при жорстких анкерах, досить віддалених від опор, поперечні перерізи сталезалізобетонної балки залишаються при деформації практично плоскими по висоті балки аж до границі несучої здатності.

Сталезалізобетонні балки у перший період застосування розраховували з припущенням пружної роботи сталі і бетону з урахуванням повзучості бетону, знижуючи його модуль пружності під постійними навантаженнями. Розрахунки за методом граничної рівноваги перерізу, були прийняті для усіх залізобетонних балок, у тому числі і з жорсткою арматурою, для сталезалізобетонних балок мали дуже обмежене поширення. На початку 60-х років був розроблений метод розрахунку, що передбачав можливість розвитку швидкоплинних пластичних деформацій бетону в граничному стані і дуже орієнтовно враховував також обмежений розвиток пластичних деформацій в сталевих поясах. Принципи цього способу розрахунку сталезалізобетонних пролітних будов мостів збережені і в сучасній методиці, викладеній в [126, 127].

Експериментальні і теоретичні дослідження впливу зсуву між залізобетоном і сталлю на силові чинники і деформації в об'єднаній сталезалізобетонній балці з'явилися відразу після практичного застосування таких конструкцій. Такі дослідження спиралися на теорію розрахунку складених стержнів, розроблену професором А. Р. Ржаніциним [113]. Пізніше Стрелецьким М. М. [129] був вивчений вплив податливості об'єднувального шва на роботу сталезалізобетонних балок малих прольотів.

Теоретичні основи розрахунку окремих елементів, що були складовими сталезалізобетонних конструкцій, (залізобетонної плити, профільованого сталевих настилу, металевої балки) визначили основні ідеї проектування, напрямки вдосконалення, а також експериментальні дослідження такої конструкції в цілому.

Подальший розвиток і успішне застосування сталезалізобетонних конструкцій здійснювалося за рахунок експериментально-теоретичних досліджень, проведених в цій області, як в нашій країні, так і за кордоном.

Серед них слід відмітити роботу Ж. Гейманна [151], у якій досліджувалася міцність зв'язку на зсув сталезалізобетонної плити, армованої профлистом, і скріпленої із сталевую балкою гнучкими циліндричними анкерами. Слід відмітити, що присутність таких анкерів збільшувала міцність перерізу до 33%. Також цікаві дослідження Г. Гансвела, Х. Райта, Х. Еванса [150, 151, 158]. Тут автори вивчали вплив товщини профлиста, його форми, конфігурації рифлення та місця його розташування по гранях листової профільованої арматури, марки бетону по щільності на міцнісні характеристики сталезалізобетонної плити.

Заслуговують уваги роботи Р. В. Воронкова і Ф. І. Багатурії [34]. Уперше запропоновані рекомендації для розрахунку плит, армованих профлистом, при поперечному згині. Введено коефіцієнт умови роботи листової гофрованої арматури, що враховує типи зв'язків листової арматури і нерівномірність напружень по висоті. Міцність плит запропоновано оцінювати, головним чином, по міцності контакту «бетон – гофрований профіль», а прогини – по кривизні, що визначається з урахуванням тріщиноутворення по середній жорсткості або відповідно до гіпотези про пропорційність деформацій відстані від нейтральної осі з урахуванням деформацій зсуву по контакту «бетон – гофрований профіль».

Дослідженню способів анкерування сталевих профільованих настилу у бетоні анкеруючим рифленням, проштампованими на поверхні профілю, і відгинами полиць і стінок настилу по його кінцях, присвячені роботи В. Г. Колбасіна та Ф. Є. Клименка [84, 83]. Саме завдяки їх дослідженням було запропоновано і впроваджено у виробництво на Челябінському заводі профільований сталевий настил з новим типом профілю з анкеруючим рифленням, розділеним по висоті на дві частини. Розроблена методика розрахунку міцності анкерування профільованого сталевих настилу з рифами.

Систематизовані матеріали досліджень і сформульовані тимчасові рекомендації по проектуванню перекриттів і індустріальної технології їх зведення були у роботах О. П. Васильєва [25].

Перші рекомендації з проектування монолітних перекриттів із сталевим профільованим настилом, що використовувався як опалубка і зовнішня арматура, видали у 1984 році НДІЗБ і ЦНДПромбуду Держбуду СРСР за участю низки інших інститутів. Вони містили основні положення по проектуванню, конструктивні рішення, способи розрахунку у стадії зведення і експлуатації по міцності і деформативності елементів плит, армованих сталевим профільованим настилом, і комбінованих згинаних балок. Крім того, в Рекомендаціях були подані приклади розрахунку, що охоплювали найбільш типові випадки конструктивного рішення [111]. У 1987 році виконано перевидання вказаних Рекомендацій з незначними змінами. На рис. 1.2 представлена конструкція сталебетонного перекриття по сталевому профільованому настилу (СПН).

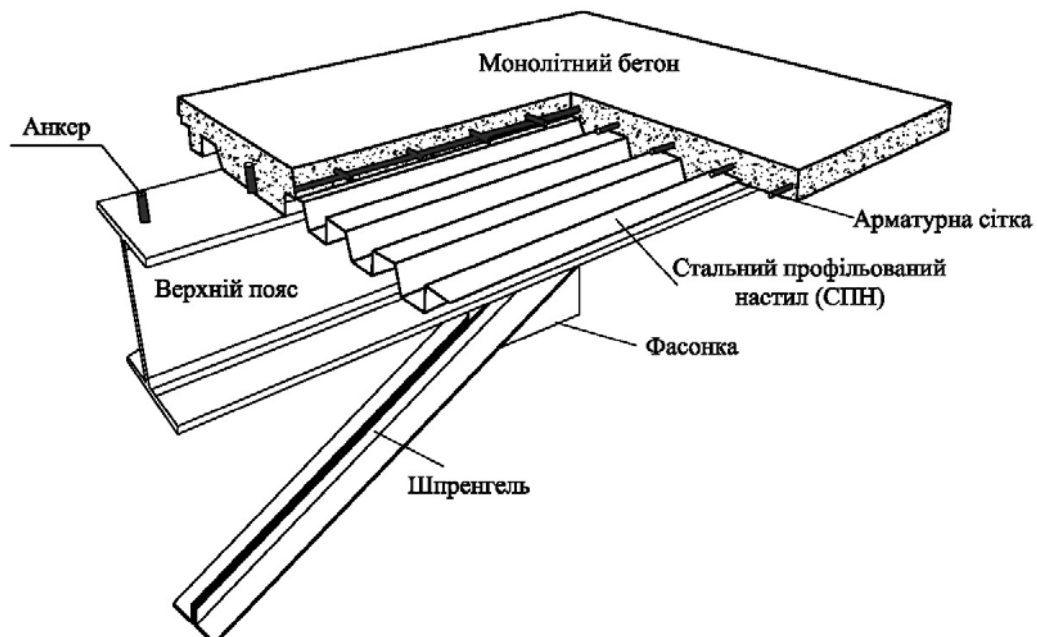


Рис.1.2. Конструкція сталебетонного перекриття по СПН з анкерами (на профлісті виштамповане рифлення умовно не показано)

Дослідженню особливостей роботи сталевих профільованих настилів у поєднанні з гнучкою арматурою в монолітних однопролітних і багатопролітних плитах перекриттів на основі аналізу експериментальних даних присвячені роботи Д. Н. Лазовського [95]. Були встановлені особливості напружено-деформованого стану сталевих профільованих настилів в нерозрізних плитах.

Відзначалося, що профільований настил на середній опорі, розташований в стиснутій зоні бетону, головним чином зазнавав розтягу. Був запропонований спосіб розрахунку міцності опорного перерізу з урахуванням роботи розтягнутого настилу в стиснутій зоні бетону.

На думку М. М. Стрелецького [129], створення сталезалізобетонних прогонових будов із залізобетонною плитою проїзної частини, включеної в спільну роботу зі сталевими головними балками (фермами) – один із прикладів реалізації принципу поєднання функцій елементів конструкцій, оскільки в залізобетонній плиті сталезалізобетонної прогонової будови поєднувалися функції проїзної частини та елементу поясів головних ферм. Розробка і реалізація цього принципу, що становили важливий загальний напрямок технічного прогресу конструктивних форм, пов'язаний з успіхами будівельної механіки, що дозволили розглядати прольотну будову як єдине просторове ціле і забезпечувалася просторову спільну роботу окремих частин прогонової будови (головних ферм, проїзної частини, зв'язків), враховуючи цю спільну роботу в розрахунках. У традиційних конструкціях спільна робота залізобетонної плити і сталевих балок забезпечується за допомогою спеціальних деталей – упорів (зарубіжний термін – конектори), які за своєю формою дуже різноманітні.

Причиною розвитку сталезалізобетонних прогонових будов стала також вимога економії сталі, що є важливим техніко-економічним показником. Включення залізобетонної плити в спільну роботу з головними фермами забезпечує економію сталі в порівнянні з аналогічною конструкцією, що має не включену в роботу залізобетонну плиту.

Також великою мірою шпренгельні конструкції використовувались та використовуються при підсиленні мостів.

Наприкінці 40-х р. з'явилися методи, засновані на попередньому напруженні конструкцій підсилення. У 1948 р М. М. Онуфрієв запропонував підсилювати згинальні залізобетонні елементи за допомогою попередньо напружених горизонтальних, шпренгельних або комбінованих затяжок. У 1948-

1949 рр. інженер А. Д. Стрункін провів експериментальне дослідження залізобетонних балок, підсилених сталевими шпренгелем. Спосіб реконструкції сталезалізобетонних прогонів моста, що включає заміну залізобетонних плит проїзної частини, збільшення вантажопідйомності прогонової будови або збільшення габариту проїжджої частини. На нижньому поясі кожної головної балки сталевий прогонової будови здійснюють поелементний монтаж збірно-розбірний шпренгель, одночасний або почерговий натяг і підтримання натягу шпренгелів до і під час демонтажу залізобетонних плит проїзної частини з зусиллям в кожному шпренгелі, а також подальший натяг кожного шпренгеля з почерговим вигинанням вгору звільнених головних балок на розрахункову величину, монтаж нових залізобетонних плит під колишній або збільшений габарит проїзної частини та демонтаж шпренгелів після набору проектно потужності монолітного бетону об'єднання плит проїжджої частини зі сталевими балками прогонової будови.

Інший спосіб підсилення сталезалізобетонних прогонів моста відрізняється тим, що натяг кожного шпренгеля виконують шляхом вертикального переміщення рухомого елемента кожної вертикальної стійки за допомогою гідродомкрата, при цьому в кожному натягнутому положенні шпренгелі виробляють його фіксацію, наприклад, установкою пальця в суміщені отвори рухомого і нерухомого елементів вертикальної стійки.

У сільськогосподарському будівництві широкого використання набули сталезалізобетонні крокв'яні ферми, складені з жорстких залізобетонних елементів, що працюють на стиск (верхніх поясів та елементів решіток) і гнучких — розтягнутих (нижніх поясів та решіток), розроблених Г. Д. Поповим ще у 1958 р. Великопролітні сегментні сталезалізобетонні покрівлі були доволі ефективними [107]. Такі конструкції являли собою сталеві решітчасті ферми, в яких верхній пояс складався з двох сталевих швелерів, інші елементи були виконані з пучків високоміцного дроту. Опуклий вгору нижній пояс забезпечував розтяг у всіх елементах решітки. Збірні залізобетонні плити були влаштовані на верхній пояс ферм та утворили склепіння, яке завдяки жорстким

упорам несло навантаження спільно з фермами. Утворення ефективної сталезалізобетонної конструкції завдяки з'єднанню залізобетонних плит і сталевих стиснутих поясів є можливим у покрівлях промислових будівель, що складаються зі сталевих решітчастих крокв'яних ферм і залізобетонних плит. Таке рішення дало змогу передати на залізобетонні плити частину стискаючих зусиль, що діють у верхніх поясах ферм і зменшити вагу поясів. Для покриттів промислових будівель, що складаються з сталевих ґратчастих крокв'яних ферм і залізобетонних плит по верхніх поясах ферм, актуальна задача отримання ефективної сталезалізобетонної конструкції об'єднанням залізобетонних плит і сталевих поясів для спільної роботи. Це завдання важче, ніж для прогонових будов мостів, у зв'язку з конструктивними особливостями крокв'яних ферм промислових будівель та переважанням у навантаженнях власної ваги плит.

Також у Білоруському політехнічному інституті в 60-их роках розроблялися спеціальні крокв'яні ферми. Головна особливість полягає у застосуванні конструкції з парних кутиків та полегшеним майже вдвічі верхнім поясом. До нього на заводі приварені жорсткі упори, найбільша кількість яких ставиться над вузлами. Об'єднання з плитою дозволяє забезпечити потрібну жорсткість та стійкість конструкції при значно менших витратах матеріалів.

Враховуючи значне місце, яке залізобетон займає в будівництві, постійно ведеться пошук як шляхів підвищення техніко-економічних показників залізобетону, так і освоєння нових конструкцій з винесенням робочої арматури за межі бетону, в яких вага зменшувалася за рахунок ефективного використання бетону тільки в стиснутій зоні [107]. При всіх перевагах залізобетону одним з найголовніших недоліків конструкцій з нього є велика вага через вимушене використання бетону в розтягнутій зоні.

Існує цілий ряд конструкцій, вага яких зменшується за рахунок усунення бетону з розтягнутої зони. Оскільки в практиці експлуатації будівель бувають випадки, коли необхідно виконати посилення ригеля, плити перекриття, ферми

або залізобетонної балки, то при цьому застосовуються шпренгельні конструкції.

Тонкостінні просторові конструкції, такі як куполи і пологі оболонки, мають перевагу над площинними конструкціями, тому що ними можна перекривати великі прольоти при значно меншій загальній масі покриття, якщо порівнювати з варіантом уніфікованих плоских конструкцій. Економія при будівництві середніх прольотів становить близько 20-30% бетону і 10-15% сталі, при збільшенні ж прольоту до 100 м – економія бетону становить до 50%. Зниження витрат матеріалів досягається в результаті раціонального розподілу матеріалу та зменшення кількості опор, фундаментів, а також інших конструкцій.

Щодо раціональної області застосування сталезалізобетонних прогонових будов порівняно зі сталевими прольотними будовами з ортотропною плитою проїзної частини за показником витрати металу автодорожні сталезалізобетонні прогонові будови ефективні до прольоту 105 м.

Дослідження М. І. Додонова і його школи [54] були присвячені розробці методів вибору поперечного перерізу настилів оптимальної форми, аналізу поведінки і визначенню прогинів комбінованої плити при довільних навантаженнях на усіх етапах роботи, включаючи стадію перед вичерпанням несучої здатності. Відзначався помітний вплив анкерів над балками на несучу здатність плит в нормальних перерізах при великих прольотах. На основі кінематичного методу граничної рівноваги були отримані розрахункові формули для оцінки міцності монолітних плит по сталевому профільованому настилі.

В роботах Е. Д. Чіхладзе, А. Д. Арсланханова [134, 135] для визначення несучої здатності сталобетонних плит з умови міцності нормального перерізу і контакту листової арматури з бетоном використовувався метод граничної рівноваги. Був зроблений висновок про істотне збільшення несучої здатності при заміні стержневої арматури на листову в плитах, обпертих по контуру. Наведено рекомендації для призначення інтенсивності анкерування листової

арматури з бетоном. Розроблено математичний апарат, що дозволяв врахувати розвиток анізотропних властивостей сталобетонної плити внаслідок появи тріщин і нелінійності деформацій бетону, а також податливості контакту листової арматури з бетоном.

В. Г. Решетніковим 2002 року були розроблені нові ефективні конструкції сталезалізобетонних прогонових будов мостів. Ним пропонується для сталезалізобетонних прогонових будов новий конструктивний принцип поєднання, при якому спільна робота плити і балок здійснюється за допомогою шпренгельної системи: передача попереднього напруження здійснюється на плиту, оперту на сталеві балки, через гумові опорні частини.

Включення залізобетонної плити в спільну роботу з головними фермами забезпечує економію сталі. Окремі попередньо напружені сталезалізобетонні прогонові будови, в яких високоміцна арматура використовується в якості третього конструкційного матеріалу, можуть наближатися по витраті сталі до повністю залізобетонних прогонових будов.

2004 року Красноярською державною академією будівництва та архітектури було досліджено використання металевих ферм в поєднанні з залізобетонною плитою. Було розроблено 2 варіанти таких конструкцій. Прогонові будови з наскрізними фермами, об'єднаними з залізобетонною плитою, можуть бути застосовані при розрізних, а також консольних або нерозрізних головних фермах. У розрізних прогонових будовах залізобетонна плита бере участь у роботі головних ферм по всій довжині прольоту. В консольних і нерозрізних прогонових будовах плита включається в роботу головних ферм тільки на ділянках з додатніми згинаючими моментами, якщо не виконується спеціальних заходів для включення плити в роботу і на інших ділянках. Вздовж панелей плита влаштовується відокремленою від поясу, а її обпирання здійснюється на поперечні балки проїжджої частини. У конструктивному і технологічному планах влаштування плити окремо від поясів пов'язане з труднощами з огляду, очищення і фарбування поясів.

2012 року Харківським національним університетом будівництва та архітектури були проведені дослідження саморегулюючих попередньо напружених конструкцій зі шпренгельним підсиленням. Проведений аналіз існуючих досліджень показує, що одним з найбільш ефективних методів попереднього напруження конструкцій є локальний спосіб, що дозволяє виконувати попереднє напруження в будівельних умовах як для збірних і монолітних залізобетонних згинаних елементів, так і для сталезалізобетонних конструкцій. Даний спосіб був покладений в основу конструктивного рішення шпренгельної саморегульованої системи. Він дозволяє створити згинані елементи, зусилля попереднього обтиснення в яких залежать від рівня діючого навантаження.

Пропоновані конструкції складаються з балкових частин і шпренгельних підкріплень, зафіксованих у кінцях балок. Попереднє напруження балкових частин створюється відтягуванням закріплених по кінцях двох стрижнів з арматури класу А500С і вище. Положення арматури після відтягування фіксується упором. Внаслідок зазначеного відбувається натягнення двох стержнів шпренгелів і попереднє обтиснення балочної частини.

Представлена вище конструкція відрізняється високою ефективністю і дозволяє чистий вигин трансформувати в центральний стиск або стиснення з малим ексцентриситетом, що дозволяє зменшити розміри поперечного перерізу і розширити можливості застосування конструкцій даного типу.

Подальший прогрес в цій області можливий в розробці нових способів забезпечення спільної роботи бетону і профільованого сталевго листа [25, 84], полегшенні перекриттів за рахунок застосування легкого бетону [118, 158], у вдосконаленні методів розрахунку [46], зокрема, з використанням програмних комплексів і застосовних програм для оптимального конструктивного розрахунку [102, 103], збільшенні вогнестійкості перекриття [15, 156], дослідженні поведінки конструкції при динамічних навантаженнях [129], вдосконаленні технології монтажу [35, 44] (рис.1.3), розробці нових типів

сталевих профільованих листів і анкерних з'єднань, які об'єднують плиту і металеву балку [35, 34].

Значних успіхів у зменшенні ваги прольотних стиснуто-згинаних конструкцій досягнуто С. І. Віхоть, І. Г. Іваніка, М. В. Гоголя [33, 46, 65-74]. Використання жорсткого верхнього поясу та шпренгельної підвіски, а також розробка програми розрахунку дозволила знизити вагу металу конструкції на 15%.

Приведений перелік робіт не вичерпує усіх досліджень, виконаних в нашій країні. Слід відмітити окремі роботи з розробки методів розрахунку з урахуванням усадки і повзучості бетону статично визначених сталезалізобетонних балок [129], з дослідження несучої здатності плит [3, 15, 16], з визначення тріщиностійкості сталезалізобетонних згинаних елементів при дії різних навантажень [36] чи з визначення раціонального розташування арматури в нерозрізних плитах [94] і низку інших [24, 46, 76].



Рис.1.3. Армуння плити по СПН до бетонування

Безумовно, розробка нових конструктивних рішень і визначення реальної несучої здатності сталезалізобетонних перекриттів, не можлива без подальших експериментально-теоретичних досліджень. Перспективність цих конструкцій і

необхідність їх подальшого освоєння підтверджуються цитатою з [12]: «В розробці подібних конструкцій приховано ще багато цікавих можливостей».

1.3. Аналіз основних принципів розрахунку та проектування сталезалізобетонних конструкцій.

Розрахунок сталезалізобетонних конструкцій мав ряд особливостей, пов'язаних з наявністю в перерізі як залізобетонної, так і сталеві частин. Він міг розглядатися як з позицій розрахунку залізобетонних конструкцій, так і з позицій розрахунку сталевих конструкцій.

Методика розрахунку передбачає поетапну 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 сталевих двотавра і залізобетонної плити, зображена на рис. 1.4, а. На першій (монтажній) стадії – до набуття бетоном заданої міцності – навантаження від власної ваги, ваги залізобетонних плит, опалубки, монтажного обладнання, атмосферних впливів під час монтажу та інші сприймаються сталевими комбінованими шпренгельними конструкціями (рис. 1.4, б). Друга стадія (зведення) передбачає об'єднання монолітної залізобетонної плити з металеві балкою жорсткості комбінованої шпренгельної конструкції. В такій конструкції змінилися положення нейтральної осі сталезалізобетонного перерізу і точки перетину з осями елементів підвіски. Конструкція сприймає повне постійне, атмосферні та інші навантаження і впливи (рис. 1.4, в). Враховуючи принцип додавання епюр напружень від першої стадії та навантаження, прикладеного у другій стадії, отримуємо сумарну епюру (рис. 1.4, г). Третя стадія – експлуатаційні навантаження, навантаження від власної ваги, конструкції підлоги і т. п. сприймаються всією сталезалізобетонною конструкцією (1.4, д). При цьому враховують, що у другій стадії прикладено лише постійне навантаження і деформації у бетоні мають переважно пружний характер, тобто коефіцієнт приведення обчислюють за початковим модулем пружності бетону. На останній

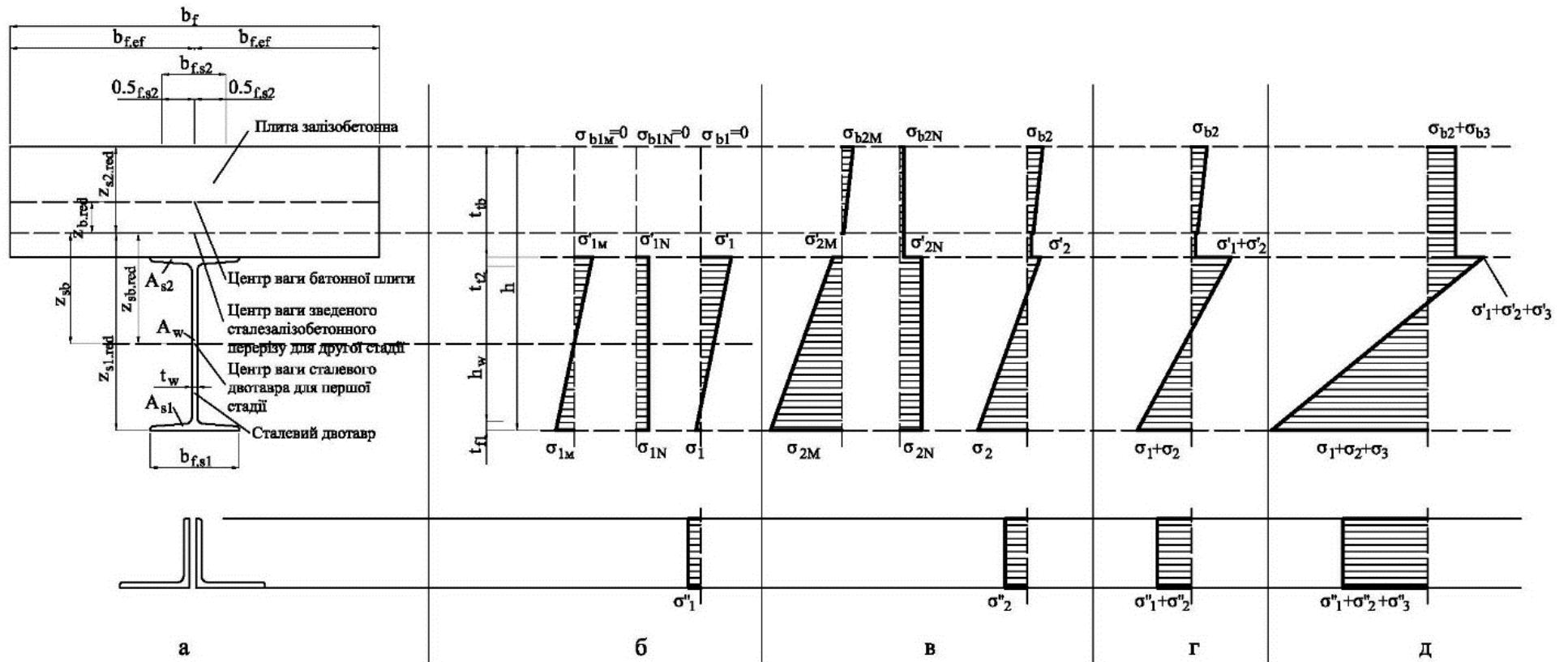


Рис.1.4. Епюри напружень при різних стадіях навантаження балки жорсткості: а) розрахункова схема сталезалізобетонного перерізу; б) епюра напружень у першій стадії; в) епюра напружень у другій стадії; г) сумарна епюра від першої та другої стадій; д) сумарна епюра напружень у третій стадії.

стадії роботи, під час дії повного навантаження, переважають пластичні деформації та деформації повзучості бетону, що зумовлює зменшення його модуля деформування.

У сталезалізобетонних конструкції нормальні стискаючі напруження сприймаються, переважно, залізобетонною частиною, нормальні розтягуючі напруження – сталеву частиною, дотичні напруження – сталеву частиною, поперечною арматурою залізобетонної частини, а також бетоном.

Розвиток комп'ютерної техніки в наприкінці минулого століття сприяв виникненню наукових шкіл, які впроваджували автоматизовані методи розрахунку будівельних конструкцій. В Україні цей напрям був сформований завдяки роботам А. Я. Барашикова [11], А. С. Городецького, В. С. Шмуклера [47], А. В. Перельмутера [104], С. Ф. Пічугіна [106].

У НУ «Львівська політехніка» під керівництвом В. Г. Кваші І. Г. Іваником була розроблена методика розрахунку просторових перехресно-ребристих залізобетонних систем з врахуванням їх фізичної нелінійності [76].

В останні роки при розрахунку стержневих систем починають використовувати деформаційну модель (fibresectionmodel). Вона універсальна, враховує фізичну нелінійність, може використовуватися для розрахунку довільних поперечних перерізів стрижневих елементів з різних матеріалів (сталь, бетон та ін.) для будь-якого поєднання навантажень і може бути реалізована на ПК.

Деформаційна модель заснована на умовах рівноваги, гіпотезі плоских перерізів, використанню повних діаграм напружено-деформованого стану матеріалів і використовує покроковий метод послідовних навантажень, на кожному кроці якого можуть використовуватися різні модифікації рішень. Найбільш відомі модифікації методу пружних рішень: метод змінних параметрів пружності, метод додаткових навантажень, метод додаткових деформацій.

Деформаційна модель з успіхом використовується спільно з методом скінченних елементів (МСЕ) при нелінійних розрахунках конструкцій

(програми LIRA-WINDOWS, RADUGA-БЕТА, МИРАЖ, ІСПА, SAP2000, FEAP та ін.)

Розрахунок сталезалізобетонних елементів виконують за приведеними до сталі геометричними характеристиками, використовуючи коефіцієнт приведення [81]

$$\alpha_b = \frac{E_s}{E_b}, \quad (1.1)$$

де E_s та E_b – модулі пружності сталі та бетону відповідно.

Тоді приведена площа сталезалізобетонного перерізу становитиме

$$A_{red} = \frac{1}{\alpha_b} * A_b + A_s, \quad (1.2)$$

де A_b і A_s – площі бетонної та сталеві частини перерізу.

При проектуванні сталобетонних конструкцій, найчастіше використовують двотаврові перерізи. Верхня полицка сталеві балки (див. рис. 1.4) сприймає зусилля разом із залізобетонною плитою, тому приймається зменшеного перерізу. Водночас треба пам'ятати, що під час монтажу, коли залізобетонна плита ще не сприймає зусиль, важливо забезпечити стійкість стиснутої (верхньої) полицки сталеві балки. Чимало аварій сталося саме під час монтажу сталезалізобетонних конструкцій через недостатню стійкість стиснутої полицки сталеві балки.

Визначаючи розрахунковий переріз, передусім обчислюємо розрахункову ширину звисів залізобетонних полиць, адже що далі від балки то залізобетонна плита сприймає меншу частку від сумарних зусиль комплексного сталезалізобетонного перерізу (див. рис. 1.4). Розрахункові звиси залізобетонної плити (b_f – між балками і $b_{f,c}$ – для консолей) приймаються за табл. 1.1 чи згідно з рекомендаціями нормативних документів [59, 147].

Варто зазначити, що крім силових факторів на напружено-деформований стан сталезалізобетонних конструкцій впливають явища зсідання та повзучості бетону. Окрім цього, через різну теплопровідність сталі й бетону (відрізняються

приблизно у 50 разів) між частинами перерізу виникають суттєві різниці температур. Це змушує враховувати для сталезалізобетонних конструкцій не тільки загальні зміни температури, а й різниці температур різних частин і точок конструкцій.

Таблиця 1.1

Розрахункові звиси плит

Звис	Проліт балки, L	Ширина розрахункового звису
b_f - у бік сусіднього елемента (балки) у випадку кількох паралельних балок	$>4B$	$b_f = B/2$
	$<4B$	$b_f = s+6h_f$
$b_{f,c}$ - консольний	$>12C$	$b_{f,c} = C$
	$<12C$	$b_{f,c} = s+6h_{f,c}$

де B і C - відстань між осями балок і конструктивне значення звису залізобетонної плити відносно осі балки відповідно

Підбір перерізів сталезалізобетонних балок здійснюють шляхом послідовних наближень. Щоб зменшити кількість ітерацій, у першому наближенні доцільно приймати переріз, припускаючи, що згинальні моменти сприймають переважно полицки (сталеві та залізобетонні), а на сталеву стінку припадає лише частка згинального моменту – близько 20% для першої стадії і 5% – для другої. Окрім цього, у пружно-пластичній стадії, враховуючи розвиток пластичних деформацій у бетоні і пов'язаний з цим перерозподіл зусиль, розрахунковий опір сталі умовно збільшують на 5% для верхнього поясу і 15% – для нижнього. Згідно з цим отримують такі рівняння:

$$\text{для верхнього поясу: } \frac{N_I}{A_{s1}} + \frac{N_{II}}{A_{s1}} = 1,05 R_y; \quad (1.3)$$

$$\text{для нижнього поясу: } \frac{N_I}{A_{s2}} + \frac{N_{II}}{A_{s2} + \frac{1}{\alpha_{b,df}}} = 1,15 R_y, \quad (1.4)$$

де $N_I = \frac{M_I}{1,2h_s}$; $N_{II} = \frac{M_{II}}{1,05h_{sb}}$ – умовні осьові сили у полиці на першій та другій стадіях роботи, h_s – відстань між центрами ваг перерізів сталевих полицок; h_{sb} – відстань між центрами ваг верхньої залізобетонної плити і сталевій нижній полиці; $\alpha_{b,ef} = \frac{E_s}{E_b} \cdot \frac{M_{II}}{M_p + 0,35M_{gII}}$ коефіцієнт придення бетону з наближеним врахуванням його повзучості; M_I , M_{II} – згинальні моменти від навантажень і впливів на першій та заключній стадіях роботи; M_p – згинальний момент від тимчасових навантажень; M_{gII} – те ж від постійних та довготривалої частини тимчасових навантажень у заключній стадії роботи.

Звідси площі полицок:

$$A_{sI} = \frac{N_I + N_{II}}{1,05R_y} \quad (1.5)$$

$$A_{s2} = \sqrt{N_I \cdot \frac{1}{\alpha_{b,ef}} \cdot \frac{A_b}{1,15R_y} + 0,25A_d^2} - 0,5A_d \quad (1.6)$$

$$\text{де } A_d = \frac{N_I - N_{II}}{1,15R_y}$$

Напруження у характерних волокнах прийнятого перерізу обчислюють за формулами табл. 1.2. При цьому у заключній стадії роботи балки деформацію повзучості бетону можна не враховувати, якщо рівень цих напружень невисокий – $\sigma_b < 0,2 R_b$, де R_b – розрахунковий опір бетону стискові.

При вищих напруженнях беруть до уваги перерозподіл напружень, зумовлений повзучістю бетону. У цьому випадку напруження від постійного та довготривалого навантаження з урахуванням повзучості бетону наближено можна обчислити в припущенні, що січний модуль деформацій бетону (або, як його ще інколи називають, ефективний модуль пружності бетону) $E_{ef,br} = 0,35E_b$, як це зазначено вище для коефіцієнта $\alpha_{b,ef}$.

У сталезалізобетонних конструкціях деформації зсідання бетонної полицки стримуються потужною сталеву балкою. В результаті виникають внутрішні напруження розтягу – у бетонній плиті і стиску – в прилеглих до неї сталевих частинах. При значних деформаціях зсідання (наприклад, через порушення вологісних умов під час тверднення щойно вкладеного бетону чи інші причини) спостерігаються навіть наскрізні поперечні тріщини у бетонній частині перерізу.

Таблиця 1.2

Напруження від згинальних моментів

Місце дії напруження	Характер напруження	Стадія	
		перша	заклучна
Крайне волокно сталеву полицки S_1 нижньої	розтяг	$\sigma_{s1}^I = \frac{M_I}{J_s} Z_{s1}$	$\sigma_{s1}^{II} = \frac{M_{II}}{J_{red}} Z_{s1,red}$
Крайне волокно сталеву полицки S_2 верхньої	стиск	$\sigma_{s2}^I = \frac{M_I}{J_s} Z_{s2}$	$\sigma_{s2}^{II} = \frac{M_{II}}{J_{red}} Z_{s2,red}$
Центр ваги бетонної полицки b	стиск	бетонна полицка відсутня	$\sigma_b^{II} = \frac{M_{II}}{J_{red}} Z_{b,red}$

де J_s, J_{red} - моменти інерції сталеву частини та зведеного перерізів; Z_{s1}, Z_{s2} - відстані від центра ваги сталеву перерізу до крайніх волокон відповідно верхньої та нижньої сталевих полицок;
 Z_b - те ж між центрами ваг зведеного сталобетонного перерізу й бетонної полицки (наявність індексу свідчить, що значення приймають для зведеного сталобетонного перерізу)

Оскільки центри ваг перерізів сталі та бетону не збігаються, то весь сталезалізобетонний елемент прогинається вниз і в протилежному від бетону волокні сталеву перерізу з'являються здебільшого напруження розтягу. Окрім того, деформації зсідання зумовлюють зсувні зусилля між бетонною плитою та верхньою полицкою сталеву балки, при цьому їх напрямок протилежний до зсувних зусиль від зовнішнього вертикального навантаження. Внаслідок стримувального впливу сталі остаточна деформація зсідання плити суттєво менша за вільне зсідання бетону. Окрім цього, значна частина деформацій зсідання плити відбувається до з'єднання зі сталеву частиною. З достатньою

для практики точністю вважають, що у монолітній плиті ця деформація становить $\varepsilon_{sh} = 2 \cdot 10^{-4}$.

Як вже зазначалося, в сталезалізобетонних конструкціях поєднано бетонні та сталеві елементи, теплопровідність яких суттєво відрізняється. Це змушує брати до уваги не тільки загальні зміни температури, а й різницю температур у різних точках перерізу. Загальна зміна температури спричиняє переміщення опор внаслідок видовження чи вкорочення конструкції. Ці деформації обчислюють як звичайно для металевих чи залізобетонних конструкцій. Різниці температур між окремими точками перерізу виникають через те, що температура сталеві частини, яка має значно вищу теплопровідність і меншу теплову інерцію, ніж бетон, під впливом температури повітря і сонячного проміння змінюється швидше й у ширших межах.

Обчислення прогинів сталезалізобетонних балок від вертикальних навантажень виконують з урахуванням змін у значеннях модуля деформування бетону, зумовлених тривалим навантаженням. Окрім цього, сталезалізобетонні конструкції доволі часто мають ще й змінний переріз. Для розрізних балок, що перебувають під дією розподіленого (чи близького до нього) навантаження, прогин посередині прольоту можна визначити за спрощеною формулою

$$f = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_{\max} \cdot l^2}{E_s I_{ef}} \left(1 + \frac{2}{25} \cdot \frac{I_{ef,m} - I_{ef,op}}{I_{ef,op}} \right), \quad (1.7)$$

де M_{\max} – найбільший згинальний момент посередині прольоту, $I_{ef,m}$; $I_{ef,op}$ – приведені до сталі моменти інерції перерізів відповідно посередині та на опори балки.

Надійне, міцне та жорстке з'єднання окремих частин сталезалізобетонного перерізу в єдину конструкцію – необхідна передумова забезпечення її працездатності, адже під час згинання між сталевією балкою та залізобетонною плитою діють зусилля зсуву. Для сприймання цих зусиль використовують спеціальні елементи найрізноманітніших конструктивних рішень: жорсткі та гнучкі упори, анкери та високоміцні болти (рис. 1.5).

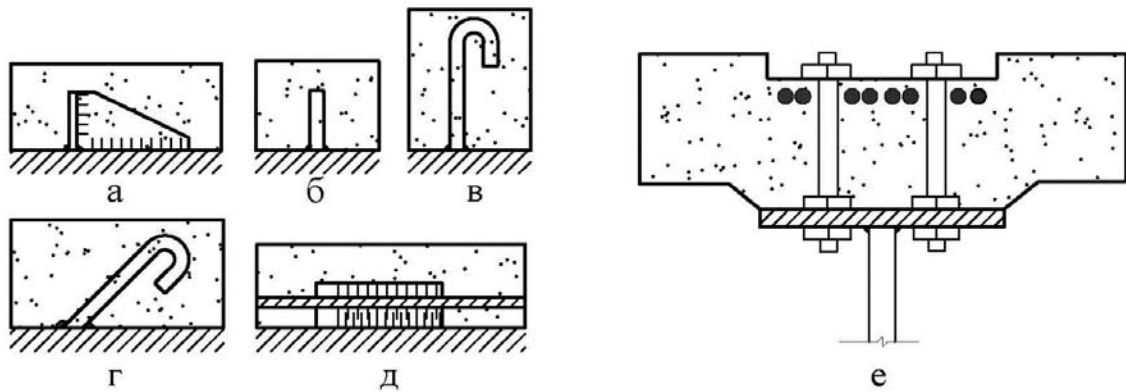


Рис.1.5. Види з'єднувальних елементів: а) жорсткий упор; б) гнучкий упор; в) вертикальний анкер; г) похилий анкер; д) поздовжня арматура, приварена до сталевій конструкції; е) високоміцні болти.

Найбільш ефективні похилі анкери. Їх несуча здатність залежить ще й від кута їх нахилу

$$F'_{z \max} = A'R_y \cos \alpha + 100d^2 \sqrt{R_b} * \sin \alpha, \quad (1.8)$$

де A' – площа перерізу вітки анкера, α – кут нахилу стержня відносно поверхні зсуву.

За умовою заанкерування в бетоні довжина похилого анкера повинна становити не менше $25d$. Для петлевих анкерів це значення може бути зменшене до $7d$. Але при цьому беруть до уваги, що зусилля розтягу анкера передаватиметься на петлю і спричинить змінання бетону, а тому найменша ширина петлі наближено становить

$$d_{h \min} = 0,57 \frac{R_y A'}{R_b d}, \quad (1.9)$$

При цьому найменша відстань між похилими анкерами і їх вітками – $3d$.

Щоб уникнути відривання залізобетонної плити від сталевій балки і забезпечити щільність шва, відстань між будь-якими з'єднувальними елементами не повинна перевищувати восьмикратною середньої товщини плити.

З умови передачі зусиль крок анкерів та упорів визначається не лише їх несучою здатністю, але й зусиллями зсуву, які виникають між сталевією балкою та залізобетонною плитою. За умови збереження гіпотези плоских перерізів для

оцінки погонних зсувних зусиль найпростішим є вираз, отриманий з формули Журавського

$$F_s = \frac{Q \cdot S_{b \text{ red}}}{I_{\text{red}}}, \quad (1.10)$$

де Q – поперечна сила у балці; $S_{b \text{ red}}$ – зведений статичний момент перерізу залізобетонної плити відносно центра ваги всього сталобетонного перерізу; I_{red} – приведений момент інерції сталобетонного перерізу. Для отримання зсувного зусилля, яке діє на анкер, необхідно домножити значення на крок анкерів. Або потрібний крок анкерів

$$a = \frac{F_{s \text{ max}}}{F_s}. \quad (1.11)$$

Сьогодні для розрахунку елементів з'єднання застосовують також і більш загальну формулу, не пов'язану з гіпотезою плоских перерізів

$$F_s = \frac{1}{\alpha} (\sigma_{b1} A_b - \sigma_{b2} A_b), \quad (1.12)$$

де σ_{b1}, σ_{b2} – напруження в бетоні на рівні центрів ваг перерізів, що обмежують зліва і справа ділянку плити завдовжки a (тут не враховано арматуру плити, що справедливо лише у випадку її конструктивного армування; коли ж площі арматури плити суттєві, у вираз необхідно внести корективи).

Окрім цього, треба зазначити, що на кінцевих ділянках залізобетонної плити виникають достатньо великі зсувні та відривні зусилля, зумовлені зсіданням бетону та температурними впливами, оцінка яких потребує особливого розрахункового підходу, викладеного у спеціальній літературі [129].

Розрахунок сталезалізобетонних конструкцій за граничними станами І групи деформаційним методом містить у собі:

- розрахунок за вичерпанням несучої здатності в результаті:
- можливих видів руйнування (за міцністю), включаючи руйнування при сумісній дії:

- зовнішніх навантажень та несприятливому впливі зовнішнього середовища;
- втрати рівноваги між внутрішніми і зовнішніми зусиллями (досягнення максимуму на діаграмі "момент-кривизна (прогин)" статично визначених конструкцій);
- розрахунок за витривалістю як для руйнування, яке має характер втоми при багаторазовому або малоцикловому навантаженні.

Розрахунок сталезалізобетонних конструкцій за граничними станами II групи містить в собі розрахунки:

- за утворенням тріщин;
- за розкриттям тріщин;
- за деформаціями (прогинами, кутами повороту, переміщеннями, коливаннями).

При застосуванні загального розрахунку можна приймати постійну приведену ширину в межах кожного прольоту. Ця величина може прийматись як значення $b_{eff,1}$, в середині прольоту при обпиранні на двох кінцях, або як $b_{eff,2}$ при консольному обпиранні.

У середині прольоту або на проміжній опорі загальна приведена ширина b_{eff} (рис. 1.6), може визначатись, як

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}, \quad (1.13)$$

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

b_{ei} – величина фактичної ширини бетонної полиці по кожну 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. Для типових нерозрізних комбінованих балок, розрахунок яких визначається епюрою згинальних

моментів від різних навантажень та для консолей, L_e можна приймати, як показано на рис. 1.6.

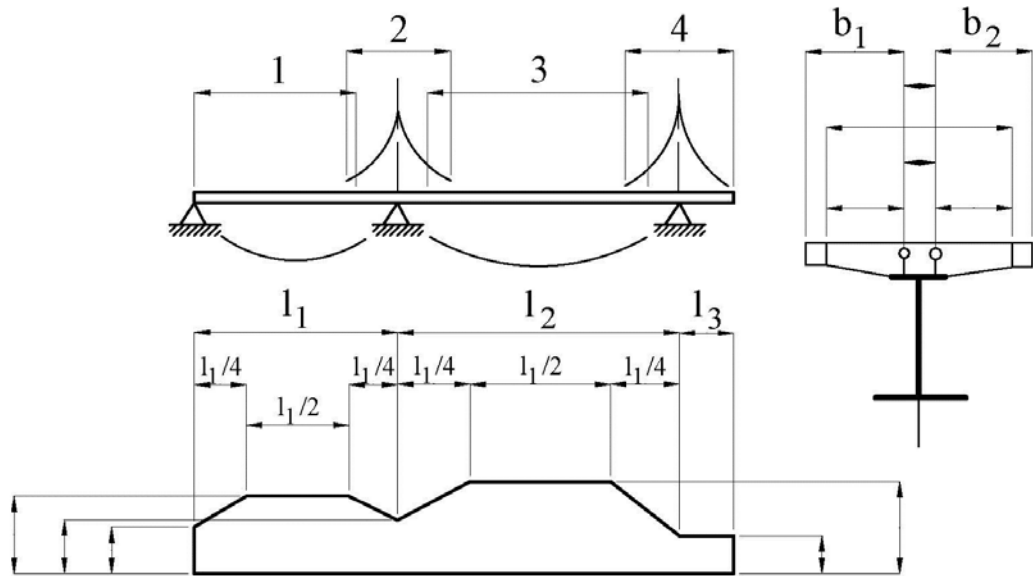


Рис.1.6. Еквівалентні прольоти для фактичної ширини бетонної полиці
 $(1 - L_e = 0,85 L_1$ для $b_{eff,1}$; $2 - L_e = 0,25(L_1 + L_2)$ для $b_{eff,2}$; $3 - L_e = 0,7 L_2$ для $b_{eff,1}$;
 $4 - L_e = 2 L_1$ для $b_{eff,2}$.

Фактичну ширину полиці на крайній опорі можна визначати, як

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei}, \quad (1.14)$$

при $\beta_i = (0,55 + 0,025L_e/b_{ei}) \leq 1,0$,

де b_{ei} – фактична ширина полиці у середині крайнього прольоту;

L_e – еквівалентний крайній проліт.

Розподіл фактичної ширини між опорами і середніми зонами прольотів можна приймати згідно з рисунком 1.6.

Якщо у будівлях на розподіл моментів впливає опір вузлів або їх жорсткість на кручення, то це необхідно враховувати при визначенні довжини L_e .

Для розрахунку будівельних конструкцій b_0 можна приймати таким, що дорівнює нулю, а b_i – визначати від центра стінки.

Однак суттєвим недоліком перелічених вище методів розрахунку сталезалізобетонних шпренгельних систем є неможливість підбору

оптимальних перерізів конструкцій в процесі розрахунку як в пружній, так і в пружно-пластичній стадіях (при утворенні тріщин в залізобетонній плиті).

1.4. Висновки та задачі досліджень

Останнім часом все більшої популярності здобувають рішення з виконання залізобетонних монолітних плит з використанням в якості опалубки сталевих профільованих листів. Однак бракує досліджень впливу форми самої плити на несучу здатність сталезалізобетонного перерізу загалом та з використанням комбінованих шпренгельних конструкцій зокрема.

Тому, в даній роботі поставлені наступні задачі досліджень:

- на основі методик розрахунку перехресно-ребристих та комбінованих шпренгельних систем створити математичну модель розрахунку, алгоритм та програму визначення зусиль і вертикальних переміщень у просторових шпренгельних сталезалізобетонних системах;

- теоретично дослідити міцність та деформативність шпренгельних сталезалізобетонних конструкцій на симетричні та несиметричні навантаження;

- виконати випробування комбінованих металевих систем, об'єднаних у сумісну роботу з залізобетонною плитою різної форми, та визначити залежність міцності та деформативності дослідних зразків;

- дослідити експериментальним шляхом тріщиностійкість сталезалізобетонних шпренгельних конструкцій з різним типом монолітної плити перекриття та зафіксувати характер руйнування дослідних зразків;

- на основі аналізу економічної ефективності, теоретичних та експериментальних досліджень, розробити рекомендації для розрахунку, проектування та застосування сталезалізобетонних шпренгельних конструкцій.

РОЗДІЛ 2. МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОМБІНОВАНИХ КОНСТРУКЦІЙ.

2.1 Принцип просторової системи з податливими вузлами

Визначення зусиль в просторових залізобетонних системах, в основному, виконується на основі методик пружного розрахунку з використанням наближених методів. Жорсткісні характеристики елементів таких систем залишаються незмінними – не залежать від зусиль, а задаються безпосередньо поперечними перерізами елементів. Цей спосіб розрахунку не враховує перерозподіл зусиль між елементами конструкції після тріщиноутворення і появи пластичних деформацій в бетоні чи арматурі. Також існують проблеми з розрахунком реального стану конструкцій з дефектами (корозія чи обрив арматури і т.д.).

При використанні методу граничної рівноваги, який оперує поняттям шарніру пластичності, передбачається наявність нескінченного інтервалу пластичних деформацій при деформування залізобетонного елемента. В такому підході перерозподіл зусиль в просторовій системі дещо переоцінюється.

2.1.1. Розрахункова модель і основна система.

Як було зазначено вище, в роботах Кваші В.Г. та Іваніка І.Г. [76, 68] була розроблена методика розрахунку просторових перехресно-ребристих залізобетонних систем з врахуванням їх фізичної нелінійності на прикладі мостових споруд. Її особливістю є те, що на жорсткі опори обпираються головні балки лише одного напрямку. Однак із незначним корегуванням граничних умов дану методику можна використовувати і для розрахунку просторових систем з відмінними умовами обпирання балок обох напрямків.

Для спрощення розрахунку континуальні плитно-балочні системи часто замінюють дискретними фізичними моделями, що мають вигляд перехресних стержневих статично невизначених систем. Їхні поздовжні та поперечні елементи представляють геометричні осі балок, жорсткість яких в статичній

схемі відповідає фактичній жорсткості. При такому розрахунку, як правило, використовуються методи будівельної механіки, сформульовані в матричній формі.

Просторову комбіновану сталезалізобетонну шпренгельну систему представимо у вигляді перехресно-ребристої конструкції, що складається з n поздовжніх металевих шпренгельних конструкцій, які обперті на жорсткі опори, та m поперечних балок, що уявно розчленовують залізобетонну плиту в поперечному напрямі (рис.2.1). Прийmemo, що нейтральні осі верхнього поясу шпренгельної конструкції та поперечних балок лежать в одній горизонтальній площині XOY , а осі елементів підвіски – в перпендикулярній площині ZOX , зв'язків – ZOY .

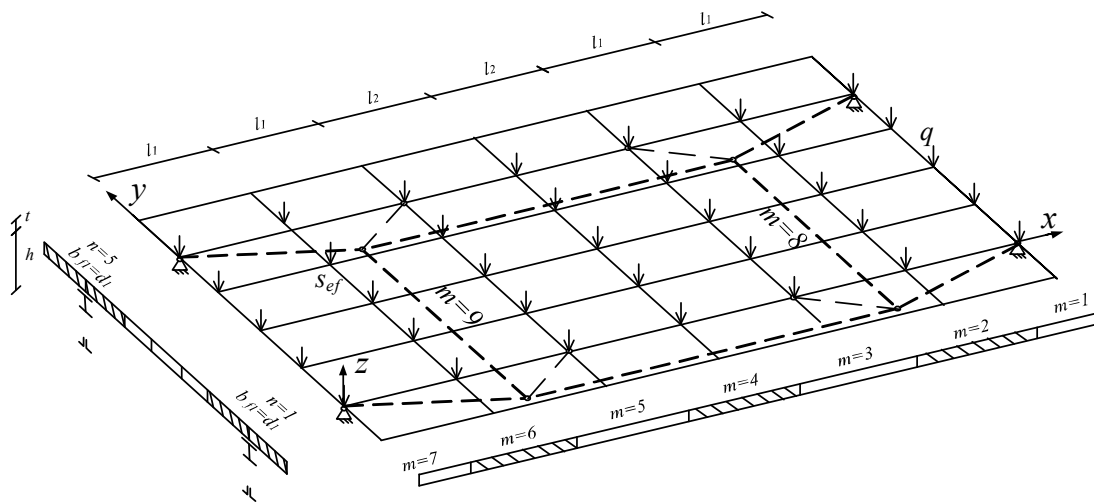


Рис.2.1. Статична схема паросторової перехресно-ребристої шпренгельної системи.

Початкові жорсткості стрижнів, що прийняті в схемі, відповідає жорсткостям перерізів реальних елементів.

За основу прийmemo 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. На рис. 2.2 вони показані

векторами, а їхні деформації – трьома компонентами кутових та трьома компонентами лінійних переміщень.

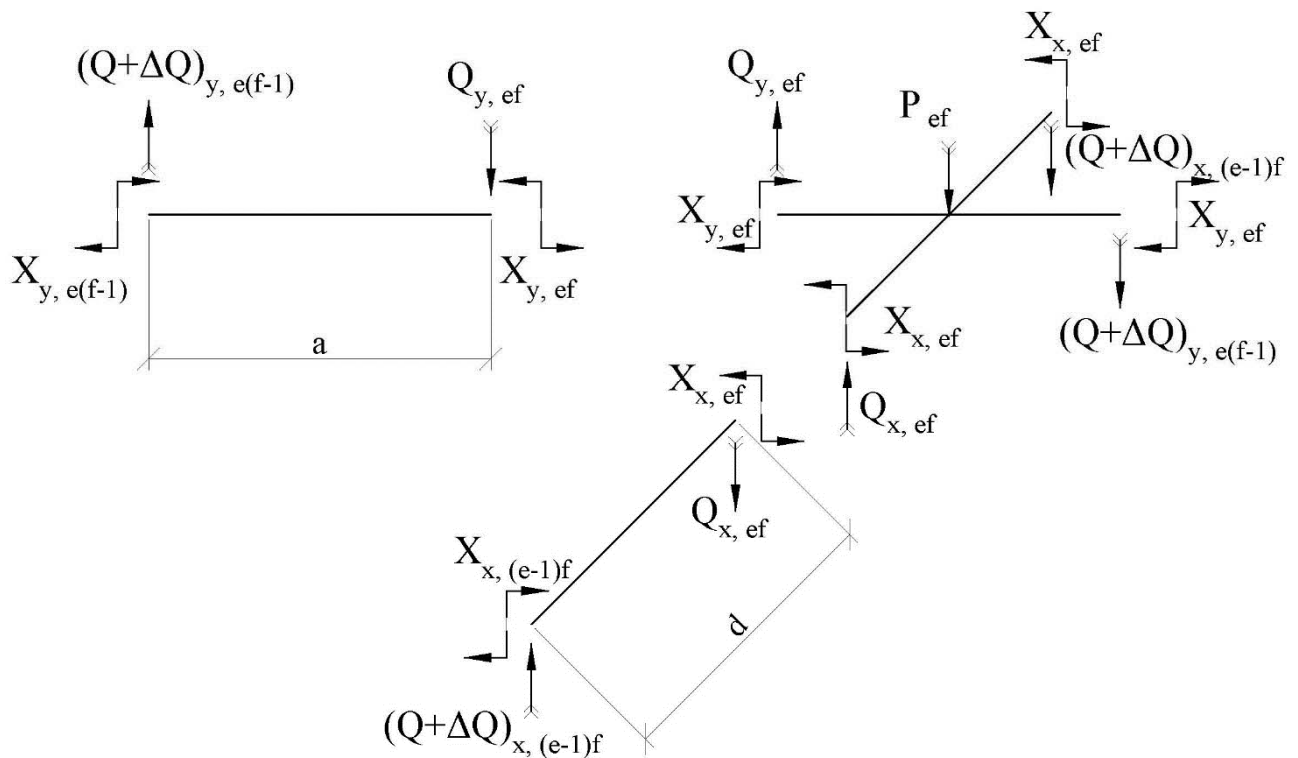


Рис. 2.2. Дискретно-континуальна розрахункова схема вузла просторової системи.

При врахуванні всіх компонентів зусиль та переміщень розв'язок даної системи вважається точним. Якщо ж мова йде про інженерний розрахунок, то особливий інтерес представляють згинальні моменти, поперечні та поздовжні сили в елементах і прогини вузлів системи.

Зовнішні навантаження в стрижневій дискретно-континуальній системі приймаємо перпендикулярними до площини XOY і заміняємо їх вузловими зосередженими силами та вважаємо, що від них в перерізах елементів виникає такий же напружено-деформований стан, як і від фактичних навантажень. Така заміна змінює підхід до розрахунку даної системи, так як від вузлового навантаження виникають зусилля лише у вузлах основної схеми. Тому в балках одного напрямку виникатимуть зусилля від пружних реакцій балок іншого напрямку. Отже, для розрахунку такої просторової системи необхідною умовою

є визначення закономірності розподілу зовнішнього вузлового навантаження в усіх вузлах конструкції або закону розподілу зовнішнього навантаження у вузлах системи.

Основною перевіркою просторової перехресно-ребристої системи буде рівність всіх реакцій основних балок, що оперті на жорсткі опори, зовнішньому навантаженню – при проведенні експерименту контролем є покази опорних динамометрів. При дії зовнішнього навантаження на проміжну основну балку (елемент залізобетонної плити) потенційна енергія, що розподіляється по всіх вузлах системи, передається як пружня реакція балок іншого напрямку. Зусилля в них виникають від дії тієї частки енергії, яка припадає безпосередньо на цю балку.

2.1.2. Система рівнянь статyki.

Розрахункову схему стрижневої статично невизначеної шпренгельної системи представимо як ряд взаємодіючих балок на пружно-осідаючих опорах, якими являються балки іншого напрямку (рис. 2.3). Пружно-осідаючою опорою називатимемо таку опору, переміщення якої пропорційне діючому на неї тиску. Такими опорами служать підкоси підвіски, на яких лежить нерозрізна балка та поперечні (поздовжні) елементи системи.

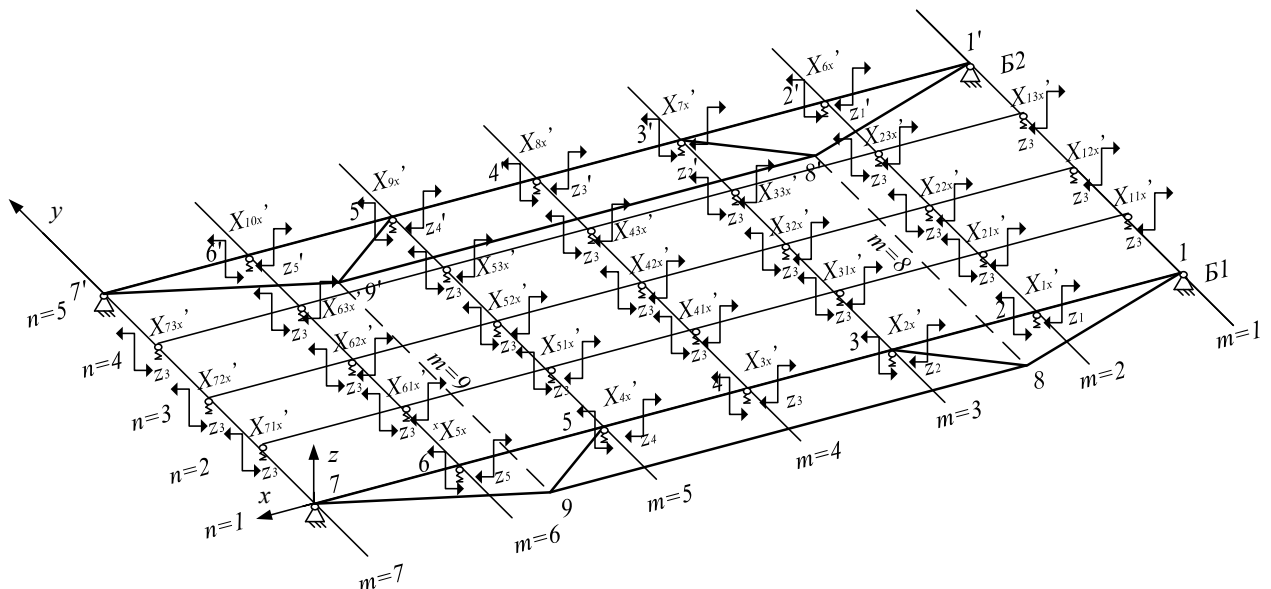


Рис.2.3. Розрахункова просторова схема комбінованої конструкції

У вузлах примикання до балок одного напрямку балок іншого напрямку введемо уявні шарніри і невідомі вузлові згинальні та крутні моменти, поздовжні та поперечні сили (рис.2.3). Отже вважатимемо, що елементи одного напрямку зв'язані шарнірно зі своїми опорами (елементами іншого напрямку), хоча така розрахункова схема є лише наближеною до дійсної конструкції.

Для розкриття статичної невизначеності апроксимовану перехресною системою елементів дискретну розрахункову схему розіб'ємо уявно на вузли і стержні між вузлами – разом з діючими в них зовнішніми навантаженнями і внутрішніми зусиллями [76] (рис.2.4).

В просторовій перехресно-ребристій шпренгельній конструкції при відомих геометричних і механічних характеристиках матеріалів і розрахунковій схемі невідомими є вертикальні переміщення (прогини) вузлів і зусилля – пружні реакції в вузлах системи. Також невідомими будуть коефіцієнти податливості пружних опор, які невід'ємно зв'язані з невідомою в певному вузлі його пружною реакцією.

Поведінка пружних опор повністю визначається їхнім коефіцієнтом податливості $c_{e,f}$.

За канонічне рівняння використано рівняння i -тих зусиль [32], яке для пружно-просідаючої опори $s_{e,f}$ в напрямку осі OX з врахуванням сумісної дії згинальних моментів, поздовжніх і поперечних сил має наступний вигляд:

$$\begin{aligned} &\delta_{xe-2,f} X_{xe-2,f} + \delta_{xe-1,f} X_{xe-1,f} + \delta_{xe,f} X_{xe,f} + \delta_{xe+1,f} X_{xe+1,f} + \\ &+ \delta_{xe+2,f} X_{xe+2,f} + \dots + \Delta_{e,f} P = 0. \end{aligned} \quad (2.1)$$

В напрямку осі OY з врахуванням сумісної дії згинальних моментів і поперечних сил має наступний вигляд:

$$\begin{aligned} &\delta_{ye-2,f} X_{ye-2,f} + \delta_{ye-1,f} X_{ye-1,f} + \delta_{ye,f} X_{ye,f} + \delta_{ye+1,f} X_{ye+1,f} + \\ &+ \delta_{ye+2,f} X_{ye+2,f} + \dots + \Delta_{e,f} P = 0. \end{aligned} \quad (2.2)$$

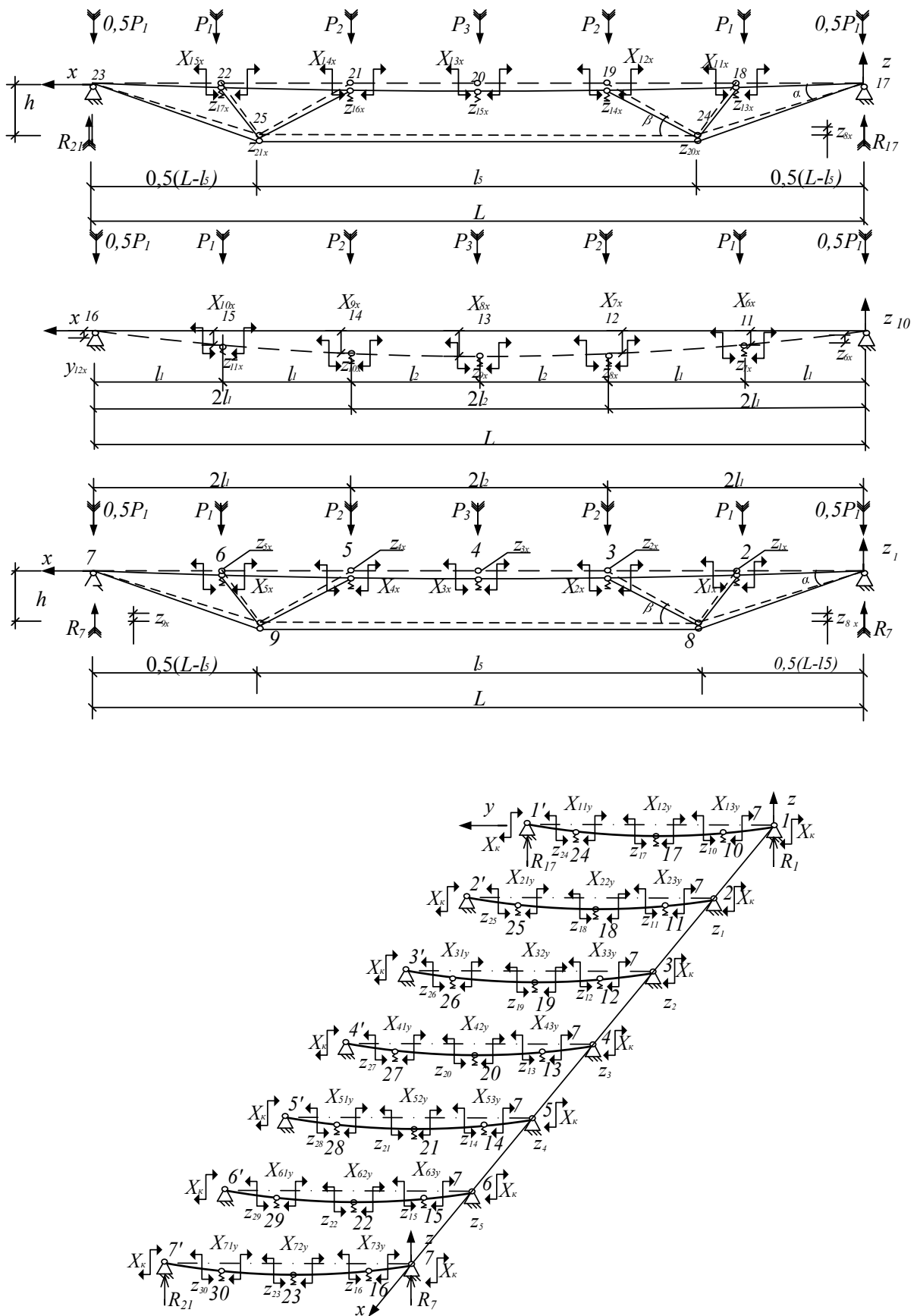


Рис.2.4. Розрахункові схеми елементів комбінованої конструкції.

При обчисленні коефіцієнтів і вільних членів рівнянь (2.1, 2.2) розглянуто взаємодію в перерізах елементів згинальних моментів, поздовжніх і поперечних сил. Коефіцієнти рівнянь (2.1, 2.2) знайдені перемноженням відповідних епюр, наприклад:

$$\begin{aligned} \delta_{xe-2,f} = & \frac{2\bar{N}_{xe-2,f-2} * \bar{N}_{xe,f-2} * l_{xe-2}}{6EA_{xe-2}} + \frac{2\bar{N}_{xe-2,f-1} * \bar{N}_{xe,f-2} * l_{xe-1}}{6EA_{xe-1}} + \frac{2\bar{N}_{xe-2,f} * \bar{N}_{xe,f} * l_{xe-2}}{6EA_{xe}} + \\ & + \frac{\bar{N}_{xe-2,f+1} * \bar{N}_{xe,f+1} * h}{6 \sin aEA_{xe+1}} + \frac{\bar{N}_{xe-2,f+2} * \bar{N}_{xe,f+2} * h}{6 \sin \beta EA_{xe+2}} + \frac{\bar{N}_{xe-2,f+3} * \bar{N}_{xe,f+3} * h}{6 \sin \beta EA_{xe+3}} + \\ & + \frac{\bar{N}_{xe-2,f+4} * \bar{N}_{xe,f+4} * h}{6 \sin aEA_{xe+4}} + \frac{\bar{N}_{xe-2,f+5} * \bar{N}_{xe,f+5} * (l - 2h * ctga)}{6EA_{xe+5}}, \end{aligned} \quad (2.3)$$

$$\begin{aligned} \delta_{xe-1,f} = & \frac{l_{xe-1}}{6EI_{xe-1}} - \frac{\mu}{l_{xe-1}EA_{xe-1}} + \frac{2\bar{N}_{xe-1,f-2} * \bar{N}_{xe,f-2} * l_{xe-2}}{6EA_{xe-2}} + \frac{2\bar{N}_{xe-1,f-1} * \bar{N}_{xe,f-1} * l_{xe-1}}{6EA_{xe-1}} + \\ & + \frac{2\bar{N}_{xe-1,f} * \bar{N}_{xe,f} * l_{xe}}{6EA_{xe}} + \frac{\bar{N}_{xe-1,f+1} * \bar{N}_{xe,f+1} * h}{6 \sin aEA_{xe+1}} + \frac{\bar{N}_{xe-1,f+2} * \bar{N}_{xe,f+2} * h}{6 \sin \beta si_{xe+2}} + \frac{\bar{N}_{xe-1,f+3} * \bar{N}_{xe,f+3} * h}{6 \sin \beta si_{xe+3}} + \\ & + \frac{\bar{N}_{xe-1,f+4} * \bar{N}_{xe,f+4} * h}{6 \sin aEA_{xe+4}} + \frac{\bar{N}_{xe-1,f+5} * \bar{N}_{xe,f+5} * h(l - 2h * ctga)}{6EA_{xe+5}}, \end{aligned} \quad (2.4)$$

$$\begin{aligned} \delta_{xe,f} = & \frac{2l_{xe,f-1}}{3EI_{xe-1}} + \frac{2\mu}{l_{xe-1}6A_{xe-1}} + \frac{2\bar{N}_{xe,f-2}^2 * l_{xe-2}}{6EA_{xe-2}} + \frac{2\bar{N}_{xe,f-1}^2 * l_{xe-1}}{6EA_{xe-1}} + \\ & + \frac{2\bar{N}_{xe,f}^2 * l_{xe}}{6EA_{xe}} + \frac{\bar{N}_{xe,f+1}^2 * h}{6 \sin aEA_{xe+1}} + \frac{\bar{N}_{xe,f+2}^2 * h}{6 \sin \beta EA_{xe+2}} + \frac{\bar{N}_{xe,f+3}^2 * h}{6 \sin \beta EA_{xe+3}} + \\ & + \frac{\bar{N}_{xe,f+4}^2 * h}{6 \sin aEA_{xe+4}} + \frac{\bar{N}_{xe,f+5}^2 * (l - 2h * ctga)}{6EA_{xe+5}}, \end{aligned} \quad (2.5)$$

$$\begin{aligned} \delta_{xe,f+1} = & \frac{l_{xe-1}}{6EI_{xe-1}} - \frac{2\mu}{l_{xe-1}6A_{xe-1}} + \frac{2\bar{N}_{xe,f-2} * \bar{N}_{xe+1,f+1} * l_{xe-2}}{6EA_{xe-2}} + \frac{2\bar{N}_{xe,f-1} * \bar{N}_{xe+1,f-1} * l_{xe-1}}{6EA_{xe-1}} + \\ & + \frac{2\bar{N}_{xe,f} * \bar{N}_{xe+1,f} * l_{xe-2}}{6EA_{xe}} + \frac{\bar{N}_{xe,f+1} * \bar{N}_{xe+1,f+1} * h}{6 \sin aEA_{xe+1}} + \frac{\bar{N}_{xe,f+2} * \bar{N}_{xe+1,f+2} * h}{6 \sin \beta EA_{xe+2}} + \\ & + \frac{\bar{N}_{xe,f+3} * \bar{N}_{xe+1,f+3} * h}{6 \sin \beta EA_{xe+3}} + \frac{\bar{N}_{xe,f+4} * \bar{N}_{xe+1,f+4} * h}{6 \sin aEA_{xe+4}} + \frac{\bar{N}_{xe,f+5} * \bar{N}_{xe+1,f+5} * (l - 2h * ctga)}{6EA_{xe+5}}, \end{aligned} \quad (2.6)$$

$$\begin{aligned} \delta_{xe,f+2} = & \frac{2\bar{N}_{xe,f-2} * \bar{N}_{xe+2,f-2} * l_{xe-2}}{6EA_{xe-2}} + \frac{2\bar{N}_{xe,f-1} * \bar{N}_{xe+2,f-1} * l_{xe-1}}{6EA_{xe-1}} + \frac{2\bar{N}_{xe,f} * \bar{N}_{xe+2,f} * l_{xe}}{6EA_{xe}} + \\ & + \frac{\bar{N}_{xe,f+1} * \bar{N}_{xe+2,f+1} * h}{6 \sin aEA_{xe+1}} + \frac{\bar{N}_{xe,f+2} * \bar{N}_{xe+2,f+2} * h}{6 \sin \beta EA_{xe+2}} + \frac{\bar{N}_{xe,f+3} * \bar{N}_{xe+2,f+3} * h}{6 \sin \beta EA_{xe+3}} + \\ & + \frac{\bar{N}_{xe,f+4} * \bar{N}_{xe+2,f+4} * h}{6 \sin \beta EA_{xe+4}} + \frac{\bar{N}_{xe,f+5} * \bar{N}_{xe+2,f+5} * (l - 2h * ctga)}{6 \sin aEA_{xe+5}}. \end{aligned} \quad (2.7)$$

Коефіцієнти $\delta_{xe+1,f}$, $\delta_{xe+2,f}$, $\delta^*_{xe+1,f}$, $\delta^*_{xe+2,f}$ запишуться аналогічно, як і коефіцієнти $\delta_{xe-1,f}$, $\delta_{xe-2,f}$, $\delta^*_{xe-1,f}$ і $\delta^*_{xe-2,f}$. Вільний член в загальному вигляді виразимо формулою:

$$\Delta_{e,fP} = \Sigma \int \frac{X_{xe,f} X_{xe,fP}}{E I_{xe,f}} + \Sigma \frac{R_{xe,f} R_{xe,fP}}{E A_{xe,f}} = \frac{B_{xe,f}^\Phi}{E I_{xe,f}} + \frac{K_{xe+1,f}^\Phi}{E I_{xe+1,f}} + \frac{c_{xe-1,f} R_{xe-1,f}}{l_{xe,f}} - c_{xe,f} R_{xe,f} \left(\frac{1}{l_{xe,f}} + \frac{1}{l_{xe+1,f}} \right) + \frac{c_{xe+1,f} R_{xe+1,f}}{l_{xe+1,f}}, \quad (2.8)$$

де через $R_{xe-1,f}$, $R_{xe,f}$, $R_{xe+1,f}$ позначено пружні реакції опор $e-1,f$, e,f , $e+1,f$, отримані в результаті розподілу зовнішнього навантаження в просторовій стержневій моделі; через $B_{xe,f}^\Phi = K_{xe,f}^\Phi = 0$ позначено фіктивні реакції опор e,f і $e+1,f$ прольотах, рівні нулю в зв'язку з вузловим прикладанням зовнішнього зусилля P .

Рівняння (2.1) з врахуванням виразів (2.3) - (2.8) матиме вигляд:

- для першої шпренгельної конструкції:

$$\begin{aligned} \delta_{1,1}X_1 + \delta_{1,2}X_2 + \delta_{1,3}X_3 + \delta_{1,4}X_4 + \delta_{1,5}X_5 + \delta_{1,6}X_6 + \delta_{1,7}X_7 - \frac{2y_1}{l_1} + \frac{y_2}{l_2} &= 0; \\ \delta_{2,1}X_1 + \delta_{2,2}X_2 + \delta_{2,3}X_3 + \delta_{2,4}X_4 + \delta_{2,5}X_5 + \delta_{2,6}X_6 + \delta_{2,7}X_7 + \frac{y_1}{l_1} - \frac{y_2(l_1+l_2)}{l_1 * l_2} + \frac{y_3}{l_2} &= 0; \\ \delta_{3,1}X_1 + \delta_{3,2}X_2 + \delta_{3,3}X_3 + \delta_{3,4}X_4 + \delta_{3,5}X_5 + \delta_{3,6}X_6 + \delta_{3,7}X_7 + \frac{y_2}{l_2} - \frac{2y_3}{l_2} + \frac{y_4}{l_2} &= 0; \\ \delta_{4,1}X_1 + \delta_{4,2}X_2 + \delta_{4,3}X_3 + \delta_{4,4}X_4 + \delta_{4,5}X_5 + \delta_{4,6}X_6 + \delta_{4,7}X_7 + \frac{y_3}{l_2} - \frac{y_4(l_1+l_2)}{l_1 * l_2} + \frac{y_5}{l_1} &= 0; \\ \delta_{5,1}X_1 + \delta_{5,2}X_2 + \delta_{5,3}X_3 + \delta_{5,4}X_4 + \delta_{5,5}X_5 + \delta_{5,6}X_6 + \delta_{5,7}X_7 + \frac{y_4}{l_1} - \frac{2y_5}{l_1} &= 0; \\ \delta_{6,1}X_1 + \delta_{6,2}X_2 + \delta_{6,3}X_3 + \delta_{6,4}X_4 + \delta_{6,5}X_5 + \delta_{6,6}X_6 + \delta_{6,7}X_7 + y_6 &= 0; \\ \delta_{7,1}X_1 + \delta_{7,2}X_2 + \delta_{7,3}X_3 + \delta_{7,4}X_4 + \delta_{7,5}X_5 + \delta_{7,6}X_6 + \delta_{7,7}X_7 + y_7 &= 0. \end{aligned} \quad (2.9)$$

- для другої шпренгельної конструкції:

$$\begin{aligned}
& \delta_{8,1}X_8 + \delta_{8,2}X_9 + \delta_{8,3}X_{10} + \delta_{8,4}X_{11} + \delta_{8,5}X_{12} + \delta_{8,6}X_{13} + \delta_{8,7}X_{14} - \frac{2y_8}{l_1} + \frac{y_9}{l_2} = 0; \\
& \delta_{9,1}X_8 + \delta_{9,2}X_9 + \delta_{9,3}X_{10} + \delta_{9,4}X_{11} + \delta_{9,5}X_{12} + \delta_{9,6}X_{13} + \delta_{9,7}X_{14} + \frac{y_8}{l_1} - \frac{y_9(l_1+l_2)}{l_1 * l_2} + \frac{y_{10}}{l_2} = 0; \\
& \delta_{10,1}X_8 + \delta_{10,2}X_9 + \delta_{10,3}X_{10} + \delta_{10,4}X_{11} + \delta_{10,5}X_{12} + \delta_{10,6}X_{13} + \delta_{10,7}X_{14} + \frac{y_9}{l_2} - \frac{2y_{10}}{l_2} + \frac{y_{11}}{l_2} = 0; \\
& \delta_{11,1}X_8 + \delta_{11,2}X_9 + \delta_{11,3}X_{10} + \delta_{11,4}X_{11} + \delta_{11,5}X_{12} + \delta_{11,6}X_{13} + \delta_{11,7}X_{14} + \frac{y_{10}}{l_2} - \frac{y_{11}(l_1+l_2)}{l_1 * l_2} + \frac{y_{12}}{l_1} = 0; \\
& \delta_{12,1}X_8 + \delta_{12,2}X_9 + \delta_{12,3}X_{10} + \delta_{12,4}X_{11} + \delta_{12,5}X_{12} + \delta_{12,6}X_{13} + \delta_{12,7}X_{14} + \frac{y_{11}}{l_1} - \frac{2y_{12}}{l_1} = 0; \quad (2.10) \\
& \delta_{13,1}X_8 + \delta_{13,2}X_9 + \delta_{13,3}X_{10} + \delta_{13,4}X_{11} + \delta_{13,5}X_{12} + \delta_{13,6}X_{13} + \delta_{13,7}X_{14} + y_{13} = 0; \\
& \delta_{14,1}X_8 + \delta_{14,2}X_9 + \delta_{14,3}X_{10} + \delta_{14,4}X_{11} + \delta_{14,5}X_{12} + \delta_{14,6}X_{13} + \delta_{14,7}X_{14} + y_{14} = 0.
\end{aligned}$$

Аналогічно записується рівняння i -тих зусиль для конструкцій іншого напрямку.

Прогин на пружно-просідаючій опорі нерозрізної конструкції в напрямі OX в загальному випадку дорівнює сумарній реакції цієї опори, помноженій на коефіцієнт податливості $c_{xe,f}$.

$$z_{xe,f} = c_{xe,f} * [X_{xe-1,f}/l_{xe,f} - X_{xe,f} * (1/l_{xe,f} + 1/l_{xe+1,f}) + X_{xe+1,f}/l_{xe+1,f}] + c_{xe,f} * R_{xe,f}, \quad (2.11)$$

в напрямі OY :

$$z_{ye,f} = c_{ye,f} * [X_{ye,f-1}/l_{ye,f} - X_{ye,f} * (1/l_{ye,f} + 1/l_{ye,f+1}) + X_{ye,f+1}/l_{ye,f+1}] + c_{ye,f} * R_{ye,f}. \quad (2.12)$$

Вирази (2.11) і (2.12) відображають один і той самий прогин у вузлі e,f .

Прирівнявши праві частини цих виразів, отримуємо

$$\begin{aligned}
& c_{xe,f} * [X_{xe-1,f}/l_{xe,f} - X_{xe,f} * (1/l_{xe,f} + 1/l_{xe+1,f}) + X_{xe+1,f}/l_{xe+1,f}] - \\
& - c_{ye,f} * [X_{ye,f-1}/l_{ye,f} - X_{ye,f} * (1/l_{ye,f} + 1/l_{ye,f+1}) + X_{ye,f+1}/l_{ye,f+1}] + \\
& + c_{xe,f} * R_{xe,f} - c_{ye,f} * R_{ye,f} = 0
\end{aligned} \quad (2.13)$$

- рівняння, яке відображає статичну рівновагу зусиль в вузлі e,f з врахуванням податливості опор.

Рівняння статичної рівноваги вузла перехресно-ребристої шпренгельної системи, вираженого через вузлові згинальні моменти, поздовжні і поперечні сили та зовнішнє навантаження матиме вигляд:

$$X_1 * \delta_{l,l} + \dots + X_{n-1} * \delta_{n,n-1} + X_n * \delta_{n,n} + X_{n+1} * \delta_{n,n+1} + \dots + X_i * \delta_{i,i} + \Delta_{nf} = 0 \quad (2.14)$$

Отримане рівняння статички (2.14) аналогічне виведеному раніше рівнянню статичної рівноваги зусиль в вузлі e, f з врахуванням податливості опор (2.13) при умові рівності в даному вузлі коефіцієнтів податливості $c_{xe,f} = c_{ye,f}$.

В рівнянні (2.14) (або (2.13)) в прийнятій розрахунковій схемі кількість поперечних балок e може змінюватися від 1 до m , а кількість поздовжніх балок жорсткості f - від 1 до n . Крайовими умовами рівняння (2.14 (2.13)) будуть:

$$\begin{aligned} X_{x(e=0),f} &= X_{x(e=e+1),f} = 0, \\ X_{y(e=1),f} &= X_{y(e,f=n)} = 0. \end{aligned} \quad (2.15)$$

2.1.3. Основна система рівнянь нерозривності деформацій.

Рівнянь статички (2.14) ($i_{cm} = m n$) недостатньо для визначення невідомих згинальних моментів X_x і X_y ($i_m = i_x + i_y = m n + m (n - 2) = 2 m n - 2 m n$). Враховуючи це, до системи рівнянь (2.14) необхідно долучити додаткові рівняння нерозривності деформацій.

Згрупувавши в рівнянні (2.9) члени з однаковими коефіцієнтами податливості, після певних математичних операцій отримуємо:

для n -них балок напрямку OX рівняння:

$$X_1 * \delta_{l,l} + \dots + X_{n-1} * \delta_{n,n-1} + X_n * \delta_{n,n} + X_{n+1} * \delta_{n,n+1} + \dots + X_i * \delta_{i,i} + \Delta_{nf} = 0 \quad (2.16)$$

для m -них балок по осі OY :

$$\begin{aligned} X_{ye,f-1} \cdot a / (6EJ_{ye,f-1}) + 2 X_{ye,f} \cdot a / (3EJ_{ye,f}) + X_{ye,f+1} \cdot a / (6EJ_{ye,f+1}) + \\ + \delta_{ye,f-1} / a - 2\delta_{ye,f} / a + \delta_{ye,f+1} / a = 0. \end{aligned} \quad (2.17)$$

Рівняння (2.16) або (2.17) відображає нерозривність зусиль і прогинів просторової системи.

В рівняннях (2.16), (2.17) в прийнятій розрахунковій схемі кількість поперечних балок e може змінюватися від 1 до m , а кількість поздовжніх балок f в рівнянні (2.16) - від 1 до n , в рівнянні (2.17) - від 2 до $n-1$. Крайовими умовами рівнянь (2.16), (2.17) будуть умови

$$\delta_{x(e=0),f} = \delta_{x(e=e+1),f} = 0. \quad (2.18)$$

Разом рівняння виду (2.14), (2.16) і (2.17) представляють систему скінченних лінійних алгебраїчних рівнянь, яка є достатньою для визначення невідомих згинальних моментів X_x , X_y і прогинів δ . Отримана таким чином система рівнянь вміщає $m \cdot n$ невідомих згинальних моментів X_x , $m \cdot (n-2)$ - згинальних моментів X_y , $m \cdot n$ - прогинів δ . В цілому система $L = 3 \cdot m \cdot n - 2n$ раз статично невизначена при умові відсутності дефектів, що впливали б на запис граничних умов (2.15), (2.18).

2.2. Побудова алгоритму розрахунку

Отримані члени рівнянь (2.16) і (2.17) комплектують матрицю податливості. Члени рівняння (2.14) комплектують матрицю статичної рівноваги. Система рівнянь (2.14), (2.16), (2.17) є достатньою для знаходження невідомих згинальних моментів і вертикальних переміщень пружної зігнутої осі балки в кожному заданому вузлі.

Таким чином задана математична модель плитно-балочної просторової прольотної будови задовільняє трьома групам умов:

- умовам рівноваги;
- умовам сумісності деформацій, що пов'язують деформації і переміщення;
- фізичним умовам, які пов'язують зусилля і деформації.

Розв'язок скінченної системи лінійних алгебраїчних рівнянь передбачає одержання:

а) розподілу зусиль від дії зовнішнього навантаження, згинальних моментів, вертикальних переміщень і параметрів напружено-деформованого стану елементів просторової конструкції під дією зовнішнього вузлового навантаження з врахуванням можливих дефектів існуючих прольотних будов;

б) інтенсивності навантаження в прийнятій схемі при заданих параметрах напружено-деформованого стану *всіх* елементів просторової перехресно-ребристої системи при врахуванні їх жорсткісних характеристик до і після тріщиноутворення.

Для розв'язку скінченної системи лінійних алгебраїчних рівнянь (2.14), (2.16), (2.17) сумісно використовуємо метод лінійного математичного програмування і метод змінних параметрів пружності.

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

Жорсткість зведеного перерізу до появи тріщин матиме вигляд:

$$B(x) = 0,85 \cdot E_b \cdot I_{red, xef} \quad (2.19)$$

$$B(y) = 0,85 \cdot E_b \cdot I_{red, yef} \quad (2.20)$$

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

Жорсткість зведеного перерізу після появи тріщин:

$$B(x) = h_{0, xef} z_{xef} / l \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) \lambda_b E_b b_{xef} h_{0, xef}} \right] \quad (2.21)$$

$$B(y) = h_{0, yef} z_{yef} / l \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) \lambda_b E_b b_{yef} h_{0, yef}} \right] \quad (2.22)$$

Отриманий вектор перерозподілу зусиль і переміщень в вузлах перехресно-ребристої шпренгельної системи у випадку пружно-пластичної роботи окремих елементів формує матрицю податливості для наступного наближення. Рівняння нерозривності деформацій (2.16), (2.17) з врахуванням властивості (2.19...2.22) в подальших наближеннях матимуть вигляд:

для n -них балок напрямку OX рівняння:

$$X_1 * \delta_{1,1} + \dots + X_{n-1} * \delta_{n,n-1} + X_n * \delta_{n,n} + X_{n+1} * \delta_{n,n+1} + \dots + X_i * \delta_{i,i} + \Delta_{nf} = 0 \quad (2.23)$$

для m -них балок по осі OY :

$$X_{ye,f-1} \cdot d / (6B(y)_{ye,f-1}) + 2 X_{ye,f} \cdot d / (3B(y)_{ye,f}) + X_{ye,f+1} \cdot d / (6B(y)_{ye,f+1}) + z_{ye,f-1} / d - 2 z_{ye,f} / d + z_{ye,f+1} / d = 0. \quad (2.24)$$

Напруження в балці жорсткості комбінованої сталезалізобетонної шпренгельної конструкції знаходимо за формулою

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{A_{red}} \pm \frac{M_{Ed}}{W_{red}}. \quad (2.25)$$

Розрахунок проводять до тих пір, поки різниця між отриманими в результаті проміжного розв'язку для двох почергових розрахунків не перевищує деякої величини Ω - заданої точності розрахунку.

Розроблений математичний апарат можна використовувати для розв'язку й оберненої задачі: знаходження зусиль в перехресно-ребристій системі за відомими експериментальними значеннями прогинів або деформацій.

Блок-схеми розв'язку прямої і зворотної задачі представлені на рис.2.5.

Розроблений математичний апарат розрахунку шпренгельних сталезалізобетонних систем з врахуванням факторів фізичної нелінійності можна використовувати для шпренгельних конструкцій довільної форми, з довільною геометрією і армуванням перерізів.

Сумісне використання методів лінійного програмування і методів нелінійно пружних систем, які в процесі зводяться до розрахунку лінійних алгебраїчних рівнянь, дозволяє прискорити швидкість ітераційного процесу і скоротити час розрахунку на ЕОМ.

Згідно даної методики розв'язку плитно-ребристих систем складена програма реалізації алгоритму розрахунку на ЕОМ.

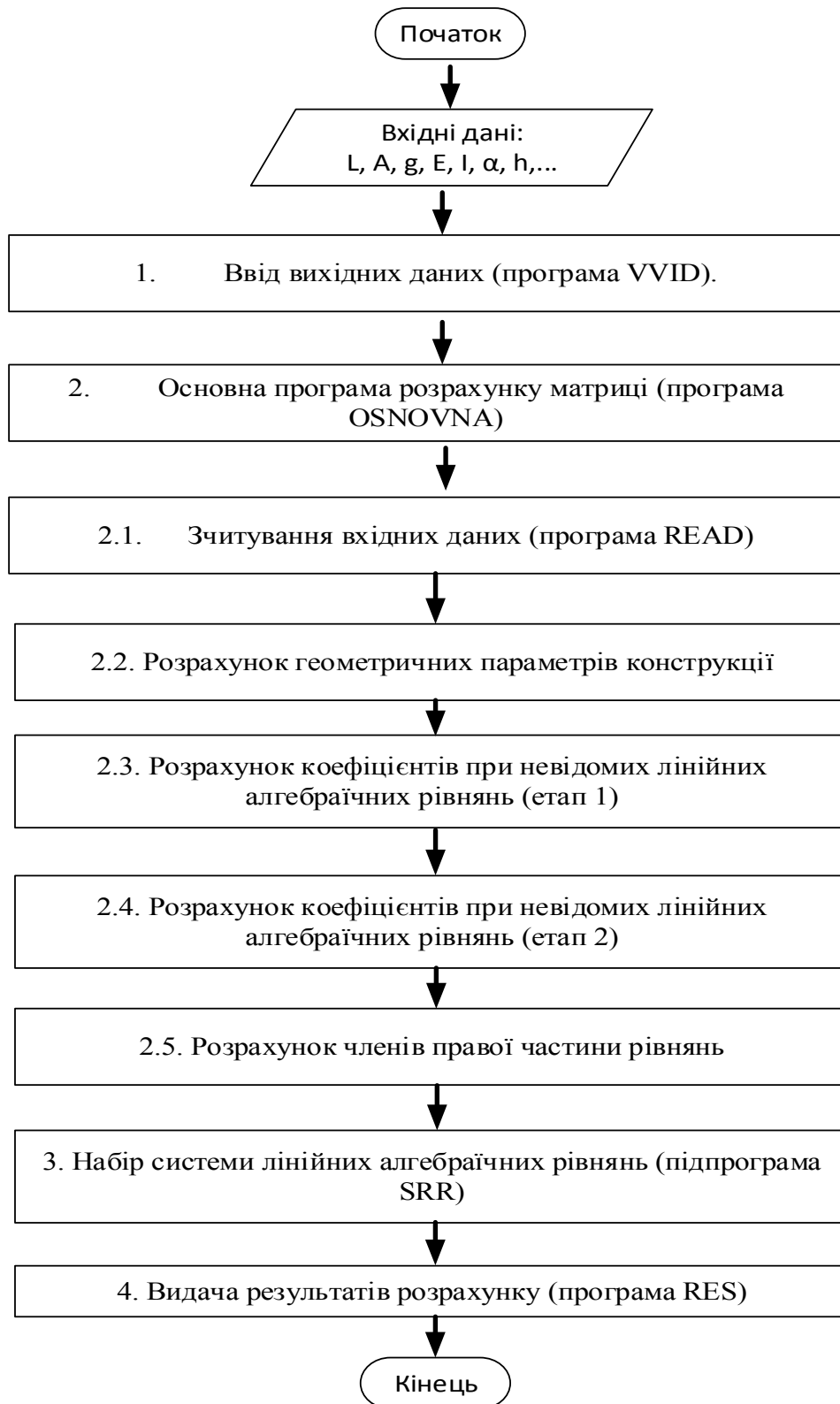


Рис.2.5. Блок-схема програми розрахунку прольотної будови перехресно-ребристої системи з урахуванням факторів фізичної нелінійності.

2.3. Робота об'єднаного сталезалізобетонного перерізу в пружній стадії

Комбіновані сталезалізобетонні конструкції представляють собою просторові системи, точний розрахунок яких є складним. Зазвичай, їх розраховують, розділяючи просторові конструкції на ряд плоских систем. Зусилля в наскрізних елементах ферм нижньої частини визначають методами будівельної механіки, вважаючи вузлові з'єднання елементів ферми шарнірними.

В залежності від величини напружень стиску, які виникають в залізобетонній плиті, розрізняють декілька розрахункових випадків роботи об'єднаного перерізу. Основною розрахунковою схемою об'єднаного перерізу є пружна його робота, яка основана на гіпотезі плоских перерізів і пропорційності напружень і деформацій. Дану розрахункову схему приймають в усіх випадках, коли найбільші напруження в плиті не перевищують розрахункового опору бетону на стиск. Її використовують також для визначення деформацій об'єднаних конструкцій.

Аналіз роботи комбінованих металевих конструкцій ще на стадії їх проектування дає можливість досягнути шляхом оптимізаційних розрахунків значної економії в витратах матеріалів. Ефект зменшення витрат матеріалів стає більшим при поєднанні в сумісній роботі металевих комбінованих конструкцій і залізобетонної плити в умовах регулювання зусиль як статично невизначених багатопролітних нерозрізних конструкцій.

З метою досягнення вищезгаданого пропонується комплекс розрахунково-конструктивних і технологічних рішень, які дозволяють раціонально сформуванати напружено-деформований стан в перерізах сталезалізобетонних шпренгельних систем, з яких утворюється конструкція перекриття чи покриття.

Регулювання зусиль в комбінованій сталезалізобетонній конструкції забезпечується сумісною взаємодією верхньої сталезалізобетонної частини і нижньої підвіски. Разом з тим, регулювання напружено-деформованого стану

доцільно здійснити одночасно технологічним методом, тобто постадійним включенням в роботу різних частин конструкцій. Особливо значний ефект досягається при нерозрізній схемі роботи такої конструкції.

Задача визначення зусиль в просторових шпренгельних сталезалізобетонних конструкціях розв'язується на основі методик пружного розрахунку, в основному з використанням наближених методів. В таких конструкціях пружні жорсткісні характеристики елементів залишаються постійними і не залежать від зусиль, а визначаються на основі робочих креслень елементів. Несуча здатність шпренгельних сталезалізобетонних систем визначається або з пружного розрахунку, або методом граничної рівноваги. В першому випадку не враховуються в повній мірі перерозподіл зусиль поміж елементами конструкції після тріщиноутворення і появи пластичних деформацій бетону і арматури в верхній частині, а також дефекти (розриви накладок діафрагм, корозію елементів підвіски нижньої частини) реального стану. В другому випадку (поняття пластичного шарніру) передбачається наявність нескінченно великого інтервалу пластичних деформацій при деформуванні залізобетонного елемента, тому дещо переоцінюється такий перерозподіл.

Розроблена методика розрахунку комбінованих сталезалізобетонних шпренгельних конструкцій передбачає в рівняннях нерозривності деформацій зв'язок між згинальними моментами, поздовжніми силами й вертикальними переміщеннями. В випадку зміни положення нейтральної осі рівняння нерозривності деформацій матимуть вигляд:

$$\delta_{m,k-2}X_{k-2} + \delta_{m,k-1}X_{k-1} + \delta_{m,k}X_k + \delta_{m,k+1}X_{k+1} + \delta_{m,k+2}X_{k+2} + \\ + \frac{y_{k-1} + y_{k-1}'}{l_1} - \frac{(y_k + y_k')(l_1 + l_2)}{l_1 * l_2} + \frac{(y_{k+1} + y_{k+1}')}{l_2} = 0 \quad , \quad (2.26)$$

де y_{k-2}' , y_{k-1}' , y_k' , y_{k+1}' , y_{k+2}' – відомі величини вертикальних переміщень характерних вузлів конструкції.

Після математичних операцій рівняння нерозривності деформацій матимуть вигляд:

$$\delta_{m,k-2}X_{k-2} + \delta_{m,k-1}X_{k-1} + \delta_{m,k}X_k + \delta_{m,k+1}X_{k+1} + \delta_{m,k+2}X_{k+2} +$$

$$+ \frac{y_{k-1}}{l_1} - \frac{y_k(l_1+l_2)}{l_1 * l_2} + \frac{y_{k+1}}{l_2} = -\frac{y_{k-1}'}{l_1} + \frac{y_k'(l_1+l_2)}{l_1 * l_2} - \frac{y_{k+1}'}{l_2}$$
(2.27).

Отримавши необхідні оптимальні геометричні параметри балки жорсткості комбінованої шпренгельної конструкції в залежності від зміни прольотів, кута нахилу підкосів, висоти конструкції і навантаження, знаходимо положення центру ваги, через який проходить нейтральна вісь $O-O$ перерізу при роботі балки жорсткості на згин від першої частини постійного навантаження (рис. 2.6, а).

Далі визначаємо момент інерції I_c перерізу металеві балки відносно осі $O-O$.

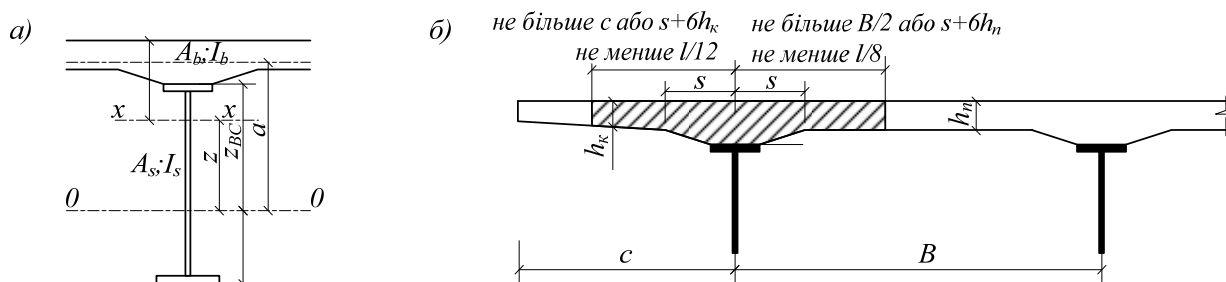


Рис. 2.6. Переріз балки жорсткості сталезалізобетонної шпренгельної конструкції

Окрім напружень, викликаних безпосередньою дією зовнішніх навантажень, в об'єднаному перерізі виникає також напруження, викликане пластичними деформаціями бетону. Такі деформації, які часто в літературі називають тривалими, виникають внаслідок усадки і повзучості бетону, що розвиваються з часом і поступово затухають.

Тривалі деформації бетону викликають перерозподіл внутрішніх зусиль в перерізах між металевією балкою і залізобетонною плитою і, як наслідок, зміну напружень в них.

У статично невизначних системах тривалі деформації бетону можуть, крім того, викликати зміну зайвих невідомих і, отже, розрахункових зусиль в перерізах.

Окрім напруження від тривалих деформацій бетону, в об'єднаному перерізі виникає також додаткове напруження від різниці температур залізобетонної плити і металевій конструкції, що викликаються різкими коливаннями температури зовнішнього повітря. У статично невизначних конструкціях температурні дії можуть викликати і зміну зусиль в системі.

Зміна зусиль в перерізах статично невизначних систем від тривалих деформацій бетону і температурних впливів враховується в розрахункових величинах згинальних моментів.

Напруження, які виникають в перерізі внаслідок перерозподілу внутрішніх зусиль між бетоном і металом, визначають, підсумовуючи напруження від першої і другої стадій роботи конструкції.

Введемо наступні позначення:

σ'' — напруження, що виникає в перерізі через перерозподіл внутрішніх зусиль, викликаних повзучістю;

σ^{yt} — напруження, що виникає через перерозподіл внутрішніх зусиль, викликаних усадкою бетону і температурними впливами;

M''' — згинальний момент в перерізі при другій стадії роботи з врахуванням впливу на нього повзучості бетону (у статично невизначних системах);

M^{yt} — згинаючий момент в перерізі від усадки бетону і температурних дій, що виникає тільки в статично невизначних системах.

Оскільки вплив усадки бетону і температурної дії за діючими нормами прийнято відносити до додаткових поєднань навантажень, то перевірку перерізів об'єднаних балок проводиться для двох випадків.

При основному поєднанні навантажень сумарні напруження у верхній і нижній кромках металевій балки складають (рис. 2.7, а і б):

$$\sigma_B = \frac{M^I}{W_{BC}} + \frac{M^{III}}{W_{Bcsз}} + \sigma_B^{\Pi} \leq \gamma_2 R$$

$$\sigma_H = \frac{M^I}{W_{HC}} + \frac{M^{III}}{W_{Hcsб}} + \sigma_{BB}^{\Pi} \leq R$$
(2.28)

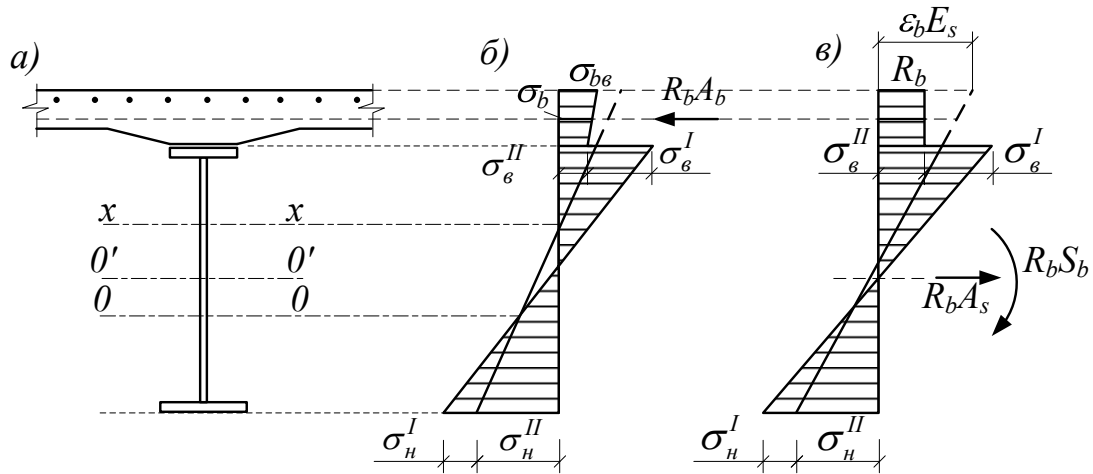


Рис. 2.7. Епюра напружень по висоті сталезалізобетонного перерізу балки жорсткості.

Напруження в бетоні плити виражається формулами:

найбільше напруження у верхній грані плити

$$\sigma_{BB} = \frac{M^{III}}{W_{Bcsб}^B} - \sigma_{BB}^{\Pi} \leq R_B,$$
(2.29)

у центрі ваги перерізу плити

$$\sigma_B = \frac{M^{III}}{W_{Bcsб}} - \sigma_B^{\Pi},$$
(2.30)

В приведених формулах:

R — розрахунковий опір металу балки (сталі) на згин;

γ_2 — коефіцієнт умов роботи, що враховує утримуючий вплив бетону плити на розвиток пластичних деформацій в стиснутій частині металевої балки.

Величину цього коефіцієнта приймають:

$$\gamma_2 = 1.2 \text{ при } \sigma_B < 0.6R_B; \quad \gamma_2 = 1.1 \text{ при } 0.6R_B < \sigma_B < 0.8R_B;$$

$$\gamma_2 = 1.0 \text{ при } \sigma_B > 0.8R_B$$

$W_{Bcsб}$ — момент опору для бетону в центрі ваги плити;

σ_{BB}^I і σ_B^I — зміна напруження в бетоні від повзучості і обтиску швів (як правило, втрата напруження, тобто розтяг) в верхній частині плити і в центрі її ваги;

R_B — розрахунковий опір бетону плити на стиск, що приймається рівним:

$$R_B = R \text{ при } 1.2 > \frac{\sigma_{BB}}{\sigma_B} > 1.1$$

$$R_B = 0.9 R \text{ при } \frac{\sigma_{BB}}{\sigma_B} > 1.2$$

При додатковому поєднанні навантажень повинні бути враховані напруження від впливу усадки бетону і температурних змін. Згинальний момент від рухомого навантаження повинен бути прийнятий із зниженим коефіцієнтом перевантаження, відповідно до випадку додаткового поєднання навантажень.

Напруження на кінцях металевої балки при додатковому поєднанні навантажень виражається формулами:

$$\sigma_B = \frac{M^I}{W_{BS}} + \frac{M^{III}}{W_{Bcзб}} + \sigma_B^I + \sigma_B^{YT} + \frac{M^{YT}}{W_{Bcзб}} \leq m_2 R, \quad (2.31)$$

$$\sigma_H = \frac{M^I}{W_{HS}} + \frac{M^{III}}{W_{Hcзб}} + \sigma_H^I + \sigma_H^{YT} + \frac{M^{YT}}{W_{Hcзб}} \leq R, \quad (2.32)$$

Якщо при перевірці бетонної плити на випадок основного поєднання навантажень найбільше напруження в ній перевершить розрахунковий опір, тобто $\sigma_B > R_B$, то припускають, що бетон переходить в пластичну стадію роботи, і користуються умовною схемою розподілу напруження в перерізі, приведеною на рис. 2.7, в.

Напруження в металевій частині для цього випадку може бути визначене наступним шляхом. Якщо підрахувати напруження від моменту M^I в металевій балці і від моменту M^{III} тільки для металевої частини перерізу (балка + поздовжня арматура плити — див. вісь 0'—0' на рис. 2.7, а), то залишиться невірноважена еюра напружень, рівнодіюча якої дорівнює $A_B R_B$ прикладена в центрі ваги перерізу плити. Щоб зрівноважити це зусилля, треба прикласти до

металевої балки в центрі її ваги розтягуюче зусилля $A_B R_B$ і від'ємний згинальний момент $S_B R_B$, де S_B — статичний момент площі перерізу плити відносно центру ваги металевої частини перерізу.

Напруження на краях перерізів металевої балки виражаються у вигляді:

$$\sigma_B = \frac{M^I}{W_{BS}} + \frac{M^{III}}{W_B} - \left(\frac{S_b}{W_B} + \frac{A_b}{A} \right) R_b \leq R, \quad (2.33)$$

$$\sigma_B = \frac{M^I}{W_{HS}} + \frac{M^{III}}{W_B} - \left(\frac{S_b}{W_H} + \frac{A_b}{A} \right) R_b \leq R, \quad (2.34)$$

де A , W_H і W_b — площа і момент опору в металевій частині перерізу, включаючи і поздовжню арматуру плити.

В статично невизначних системах слід також враховувати зміни розрахункових моментів, що виникають від повзучості бетону, а при перевірці на додаткові поєднання навантажень — також від усадки бетону і змін температури.

2.3.3. Розрахунок сполучення плити з металевою балкою.

Між залізобетонною плитою і металевою конструкцією при їх спільній роботі виникають зсувні зусилля. Зусилля зсуву від постійного навантаження повинне бути підраховане з врахуванням впливу повзучості бетону.

У статично невизначних системах необхідно також враховувати зміни поперечної сили в перерізі, що виникають від впливу змін температури, повзучості і усадки бетону.

Погонне зусилля зсуву між плитою і металевою частиною перерізу виражають формулою:

$$T_0 = \frac{Q^{III} S_{sb}^II}{I_{sb}^II} + \frac{Q^{IB} S_{sb}}{I_{sb}}, \quad (2.35)$$

де Q^{IIII} — поперечна сила в даному перерізі від другої частини постійного навантаження, що діє на об'єднаний переріз;

Q^{IB} — поперечна сила від тимчасового навантаження;

I_{sb} , S_{sb} —момент інерції і статичний момент поперечного перерізу плити відносно осі об'єднаного перерізу, з врахуванням впливу повзучості бетону;

I_{cm6} , S_{cm6} — момент інерції і статичний момент поперечного перерізу плити відносно осі об'єднаного перерізу при звичайному співвідношенні модулів пружності металу і бетону.

Зусилля, що сприймається одним анкером, при відстані між ними a_0 , складе (рис. 2.8, а):

$$T = T_0 a_0. \quad (2.36)$$

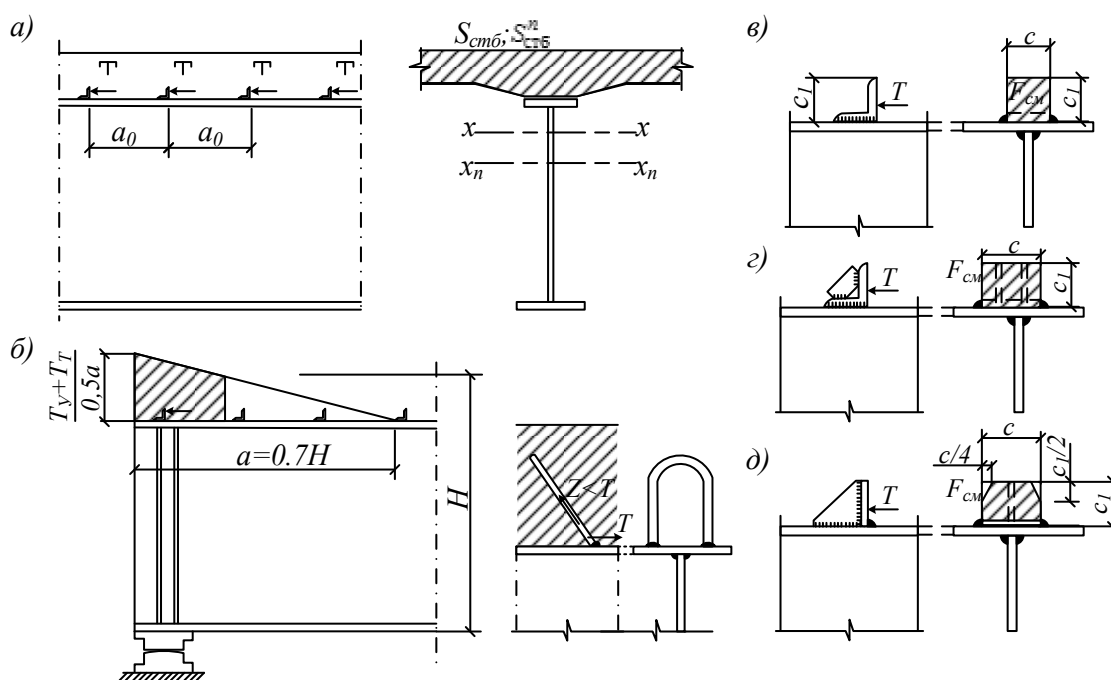


Рис. 2.8. Види анкерів для сталезалізобетонних конструкцій

На кінцях балок від усадки бетону плити і при коливаннях температури виникає зусилля зсуву (рис. 2.8, б), величину якого можна виразити формулою:

$$T_y = \sigma_{by} A_b - \sigma_{ay} A_a, \quad (2.37)$$

від коливань температури

$$T_T = \sigma_{bT} A_b - \sigma_{aT} A_a, \quad (2.38)$$

де σ_{by} , σ_{ay} — напруження на рівні центру ваги залізобетонної плити в бетоні і арматурі від впливу усадки в об'єднаному перерізі;

σ_{bT} , σ_{aT} — те ж від впливу зміни температури;

A_b , A_s — площі перерізів бетону і арматури плити.

Кінцеве зусилля зсуву можна вважати таким, що розподіляється по трикутній епюрі довжиною $a = 0,7 H$, де H — повна висота об'єднаного перерізу.

Зусилля зсуву від усадки бетону і температурних дій треба підсумовувати із зусиллям зсуву від вертикального навантаження, розподіляючи епюру між кінцевими упорами (див. рис. 2.8, б).

При жорстких упорах анкерування повинно бути в першу чергу розраховане на зминання бетону за формулою:

$$\frac{T}{A_{зм}} \leq R_{зм}, \quad (2.39)$$

де $A_{зм}$ — площа зминання упору, як правило, приймається рівною повній його площі $A_{зм} = c \cdot c_1$ (рис. 2.10 в, г).

Якщо вертикальний лист анкера не укріплений ребрами, то в робочу площу його зминання не відносять верхні кути і приймають розрахункову площу, рівною (рис. 2.8, е)

$$A_{зм} = c * c_1 - \frac{c}{4} * \frac{c_1}{2} = \frac{7}{8} c * c_1 \approx 0.85 c * c_1, \quad (2.40)$$

Окрім перевірки на зминання бетону упором, повинна бути розрахована на міцність конструкція самого упору і прикріплення його до верхнього поясу металевої конструкції.

По довжині балки упори розміщують або на рівних відстанях або ж змінюють їх відстань відповідно до епюр зрізаючих зусиль, ставлячи упори частіше поблизу опор і рідше у середині прольоту.

При пружних анкерах в точках кріплення їх до поясу балки кожному передається зусилля T . Хоча похилий зв'язок має в решті частини менше зусилля, переріз його слід розраховувати на повне зусилля T (рис. 2.8, д).

2.4. Програмне забезпечення

Розроблене програмне забезпечення для формулювання і розв'язку системи рівнянь прямої і зворотної задачі розрахунку конструкції згруповано в

пакет прикладних програм **SZBSH**, що виконано мовою програмування Фортран.

Програма **SZBSH** дозволяє розраховувати системи необмеженої кількості елементів в залежності від можливостей ЕОМ. Розмірність задачі може бути збільшена з врахуванням можливостей ЕОМ шляхом корекції відповідних масивів.

Пакет прикладних програм визначення зусиль від заданого навантаження включає наступні модулі:

VVID – програма вводу вхідної інформації (табл. 2.1);

OSNOVNA – основна програма (табл. 2.2-2.5);

FMX – програма задання діаграми жорсткостей в елементах системи;

SRR – програма набору системи лінійних алгебраїчних рівнянь (матриці апроксимації і матриць податливості в поздовжньому і поперечному напрямках системи);

RES – програма виводу вихідної інформації (результатів розрахунку) (табл. 2.6, 2.7).

Програма вводу вхідної інформації **VVID** включає в себе дані про геометричні і механічні характеристики матеріалів, розміри утвореної перехресно-ребристою системою сітки, величину зовнішнього навантаження, вузол навантаження, кількість поздовжніх і поперечних балок.

Програма **OSNOVNA** включає в себе основні етапи розрахунку.

Програма **FMX** включає в себе формування діаграми зміни жорсткості в залежності від зміни величини згинального моменту і її присвоєння членам матриці податливості.

Програма **SRR** формує сумарну матрицю апроксимацій і податливостей в залежності від діаграми жорсткості.

1. Програма вводу вхідних даних VVID

n1	22	кількість розрахункових поздовжніх сил	
n2	10	кількість розрахункових згинальних моментів	
n3	10	кількість розрахункових прогинів вузлів	
nd	30		
nk	30		
nh	30		
L	600	загальна розрахункова довжина верхнього поясу	см
L1	200	довжина першого прольоту	см
h1	40	висота в осях конструкцій	см
e	2.06e+5	модуль пружності сталі	МПа
ix1	350	момент інерції поперечного перерізу елемента 1	см ⁴
ix2	350	момент інерції поперечного перерізу елемента 2	см ⁴
Ax1	14.7	площа поперечного перерізу елемента 1	см ²
Ax2	14.7	площа поперечного перерізу елемента 2	см ²
Ax3	14.7	площа поперечного перерізу елемента 3	см ²
Ax4	9.6	площа поперечного перерізу елемента 4	см ²
Ax5	6.96	площа поперечного перерізу елемента 5	см ²
Ax6	6.96	площа поперечного перерізу елемента 6	см ²
Ax7	6.96	площа поперечного перерізу елемента 7	см ²
Ax8	6.96	площа поперечного перерізу елемента 8	см ²
alf	45	кут нахилу крайнього підкосу	град.
pi	3.141592654	число π	
g	8.1e+5	модуль зсуву сталі	МПа
mju	0.3	коефіцієнт μ	
q	30	прикладене рівномірно розподілене навантаження	кН/м
wx	54.8		
kr1	1		
kr2	1		
kh	1		
ry	235		
to	5		

Програма «OSNOVNA»

2 Розрахунок матриці $ips=n1+n2+n3$

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

Таблиця 2.2

2.2 Розрахунок геометричних параметрів конструкції.

програмна формула	Математичний запис формули	Примітка
$\text{sina}=\sin(\text{alf}*\pi/180.)$	$\text{sin}\alpha=\sin(\alpha*\pi/180)$	синус кута нахилу крайнього підкосу
$\text{cosa}=\cos(\text{alf}*\pi/180.)$	$\text{cos}\alpha=\cos(\alpha*\pi/180)$	косинус кута нахилу крайнього підкосу
$\text{cotana}=\text{cosa}/\text{sina}$	$\text{ctan}\alpha=\text{sin}\alpha/\text{cos}\alpha$	котангенс кута нахилу крайнього підкосу
$l2=(1-4.*l1)/2.$	$l_2=(1-4*l_1)/2$	довжина середнього прольоту
$l5=h*\text{cotana}$	$l_2=h*\text{ctan}\alpha$	довжина нижньої затяжки
$\text{bet}=\text{atan}(h/(2.*l1-15))*180./\pi$	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

Таблиця 2.3

2.3. Розрахунок коефіцієнтів при невідомих лінійних алгебраїчних рівнянь

програмна формула	величина поздовжньої сили $N_{n,m}$ від дії пружних реакцій, викликаних одиничним моментом $\overline{M}_m = 1$ в вузлі
1	2
$n11x=(2./l-1./l1)*\text{cotana}$	$n=1$
$n53x=n11x$	$n=5$
$n12x=(4.*l1-2.*l)/(l*h)$	$n=1$
$n52x=n12x$	$n=5$
$n13x=-2.*\text{cotana}/l$	$n=1$
$n51x=n13x$	$n=5$
$n14x=(1./l1-2./l)/\text{sina}$	$n=1$
$n57x=n14x$	$n=\epsilon$
$n15x=(2.*l1-l)/(l1*l*\text{sinb})$	$n=1$
$n56x=n15x$	$n=\epsilon$
$n16x=-2./(l*\text{sinb})$	$n=1$
$n55x=n16x$	$n=\epsilon$
$n17x=2./(l*\text{sina})$	$n=1$
$n54x=n17x$	$n=\epsilon$
$n18x=(-4.*l1+2.*l)/(l*h)$	$n=1$

Продовж. табл. 2.3

1	2
$n58x=n18x$	$n=\epsilon$
$n21x=(l1+l2)*(l-2.*l1)*cotana/(l1*l2*l1)$	$n=2$
$n22x=2.*(l1+l2)*(l-2.*l1)/(l1*l2*h)$	$n=2$
$n23x=2.*(l1+l2)*cotana/(l1*l2)$	$n=2$
$n24x=-(l1+l2)*(l-2.*l1)/(l1*l2*l1*sina)$	$n=2$
$n25x=(l1+l2)*(l-2.*l1)/(l1*l2*l1*sinb)$	$n=2$
$n26x=2.*(l1+l2)/(l1*l2*sinb)$	$n=2$
$n27x=-2.*(l1+l2)/(l1*l2*sina)$	$n=2$
$n28x=-2.*(l1+l2)*(l-2.*l1)/(l1*l2*h)$	$n=2$
$n31x=-cotana/l2$	$n=3$
$n32x=-2.*l1/(l2*h)$	$n=3$
$n33x=-cotana/l2$	$n=3$
$n34x=1./(l2*sina)$	$n=3$
$n35x=-1./(l2*sinb)$	$n=3$
$n36x=-1./(l2*sinb)$	$n=3$
$n37x=1./(l2*sina)$	$n=3$
$n38x=2.*l1/(l2*h)$	$n=3$
$n41x=2.*(l1+l2)*cotana/(l1*l2)$	$n=4$
$n42x=2.*(l1+l2)*(l-2.*l1)/(l1*l2*h)$	$n=4$
$n43x=(l1+l2)*(l-2.*l1)*cotana/(l1*l1*l2)$	$n=4$
$n44x=-2.*(l1+l2)/(l1*l2*sina)$	$n=4$
$n45x=2.*(l1+l2)/(l1*l2*sinb)$	$n=4$
$n46x=(l1+l2)*(l-2.*l1)/(l1*l2*l1*sinb)$	$n=4$
$n47x=-(l1+l2)*(l-2.*l1)/(l1*l1*l2*sina)$	$n=4$
$n48x=-2.*(l1+l2)*(l-2.*l1)/(l1*l2*h)$	$n=4$

Таблиця 2.4

2.4. Розрахунок коефіцієнтів при невідомих лінійних алгебраїчних рівнянь (етап 1)

програмна формула	Примітка
1	2
$\begin{aligned} \text{del11} = & 2.*l1/(3.*e*ix1)+2.*mju/(l1*g*ax1)+2.*n11x**2*l1/(6.*e*a \\ & x1)+2.*n12x**2*l2/(6.*e*ax2)+2.*n13x**2*l1/(6.*e*ax3)+n14x** \\ & 2*h/(6.*sina*e*ax4)+n15x**2*h/(6.*sinb*e*ax5)+n16x**2*h/(6.*s \\ & inb*e*ax6)+n17x**2*h/(6.*sina*e*ax7)+ \\ & n18x**2*(l- \\ & 2.*h*cotana)/(6.*e*ax8) \end{aligned}$	δ_{11}
$\begin{aligned} \text{del12} = & l1/(6.*e*ix1)-mju/(l1*g*ax1)+2.*n11x*n21x*l1/(6.*e*ax1)+ \\ & 2.*n12x*n22x*l2/(6.*e*ax2)+2.*n13x*n23x*l1/(6.*e*ax3)+n14x*n \\ & 24x*h/(6.*sina*e*ax4)+n15x*n25x*h/(6.*sinb*e*ax5)+n16x*n26x \\ & *h/(6.*sinb*e*ax6)+n17x*n27x*h/(6.*sina*e*ax7)+n18x*n28x*(l- \\ & 2.*h*cotana)/(6.*e*ax8) \\ \text{del21} = & \text{del12} \end{aligned}$	δ_{12}

1	2
$\begin{aligned} \text{del13} &= 2 \cdot n_{11} x \cdot n_{31} x^{11} / (6 \cdot e^{ax1}) + 2 \cdot n_{12} x \cdot n_{32} x^{12} / (6 \cdot e^{ax2}) + \\ & 2 \cdot n_{13} x \cdot n_{33} x^{11} / (6 \cdot e^{ax3}) + n_{14} x \cdot n_{34} x^h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax4}) + n_{15} x \cdot \\ & n_{35} x^h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax5}) + n_{16} x \cdot n_{36} x^h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax6}) + n_{17} x \cdot n_{37} \\ & x^h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax7}) + n_{18} x \cdot n_{38} x \cdot (1 - 2 \cdot h \cdot \cot a) / (6 \cdot e^{ax8}) \\ \text{del31} &= \text{del13} \end{aligned}$	δ_{13} (вираз 2.3)
$\begin{aligned} \text{del14} &= 2 \cdot n_{11} x \cdot n_{41} x^{11} / (6 \cdot e^{ax1}) + 2 \cdot n_{12} x \cdot n_{42} x^{12} / (6 \cdot e^{ax2}) + \\ & 2 \cdot n_{13} x \cdot n_{43} x^{11} / (6 \cdot e^{ax3}) + n_{14} x \cdot n_{44} x^h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax4}) + n_{15} x \cdot \\ & n_{45} x^h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax5}) + n_{16} x \cdot n_{46} x^h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax6}) + n_{17} x \cdot n_{47} \\ & x^h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax7}) + n_{18} x \cdot n_{48} x \cdot (1 - 2 \cdot h \cdot \cot a) / (6 \cdot e^{ax8}) \\ \text{del41} &= \text{del14} \end{aligned}$	δ_{14}
$\begin{aligned} \text{del15} &= 2 \cdot n_{11} x \cdot n_{51} x^{11} / (6 \cdot e^{ax1}) + 2 \cdot n_{12} x \cdot n_{52} x^{12} / (6 \cdot e^{ax2}) + \\ & 2 \cdot n_{13} x \cdot n_{53} x^{11} / (6 \cdot e^{ax3}) + n_{14} x \cdot n_{54} x^h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax4}) + n_{15} x \cdot \\ & n_{55} x^h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax5}) + n_{16} x \cdot n_{56} x^h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax6}) + n_{17} x \cdot n_{57} \\ & x^h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax7}) + n_{18} x \cdot n_{58} x \cdot (1 - 2 \cdot h \cdot \cot a) / (6 \cdot e^{ax8}) \\ \text{del51} &= \text{del15} \end{aligned}$	δ_{15}
$\begin{aligned} \text{del22} &= 11 / (3 \cdot e^{ix1}) + 12 / (3 \cdot e^{ix2}) + mju \cdot (1 / (11 \cdot g^{ax1}) + 1 / (12 \cdot g^{ax} \\ & 2)) + 2 \cdot n_{21} x^{**2} \cdot 11 / (6 \cdot e^{ax1}) + 2 \cdot n_{22} x^{**2} \cdot 12 / (6 \cdot e^{ax2}) + 2 \cdot n_{23} x \\ & **2 \cdot 11 / (6 \cdot e^{ax3}) + n_{24} x^{**2} \cdot h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax4}) + n_{25} x^{**2} \cdot h / (6 \cdot \sin \\ & b \cdot e^{ax5}) + n_{26} x^{**2} \cdot h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax6}) + n_{27} x^{**2} \cdot h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax7}) \\ & + n_{28} x^{**2} \cdot (1 - 2 \cdot h \cdot \cot a) / (6 \cdot e^{ax8}) \end{aligned}$	δ_{22}
$\begin{aligned} \text{del23} &= 12 / (6 \cdot e^{ix2}) - mju / (12 \cdot g^{ax2}) + 2 \cdot n_{21} x \cdot n_{31} x^{11} / (6 \cdot e^{ax1}) + \\ & 2 \cdot n_{22} x \cdot n_{32} x^{12} / (6 \cdot e^{ax2}) + 2 \cdot n_{23} x \cdot n_{33} x^{11} / (6 \cdot e^{ax3}) + n_{24} x \cdot n \\ & 34 x^h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax4}) + n_{25} x \cdot n_{35} x^h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax5}) + n_{26} x \cdot n_{36} x \\ & ^h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax6}) + n_{27} x \cdot n_{37} x^h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax7}) + n_{28} x \cdot n_{38} x \cdot (1 - \\ & 2 \cdot h \cdot \cot a) / (6 \cdot e^{ax8}) \\ \text{del32} &= \text{del23} \end{aligned}$	δ_{23} (вираз 2.4)
$\begin{aligned} \text{del24} &= 2 \cdot n_{21} x \cdot n_{41} x^{11} / (6 \cdot e^{ax1}) + 2 \cdot n_{22} x \cdot n_{42} x^{12} / (6 \cdot e^{ax2}) + \\ & 2 \cdot n_{23} x \cdot n_{43} x^{11} / (6 \cdot e^{ax3}) + n_{24} x \cdot n_{44} x^h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax4}) + n_{25} x \cdot \\ & n_{45} x^h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax5}) + n_{26} x \cdot n_{46} x^h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax6}) + n_{27} x \cdot n_{47} \\ & x^h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax7}) + n_{28} x \cdot n_{48} x \cdot (1 - 2 \cdot h \cdot \cot a) / (6 \cdot e^{ax8}) \\ \text{del42} &= \text{del24} \end{aligned}$	δ_{24}
$\begin{aligned} \text{del25} &= 2 \cdot n_{21} x \cdot n_{51} x^{11} / (6 \cdot e^{ax1}) + 2 \cdot n_{22} x \cdot n_{52} x^{12} / (6 \cdot e^{ax2}) + \\ & 2 \cdot n_{23} x \cdot n_{53} x^{11} / (6 \cdot e^{ax3}) + n_{24} x \cdot n_{54} x^h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax4}) + n_{25} x \cdot \\ & n_{55} x^h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax5}) + n_{26} x \cdot n_{56} x^h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax6}) + n_{27} x \cdot n_{57} \\ & x^h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax7}) + n_{28} x \cdot n_{58} x \cdot (1 - 2 \cdot h \cdot \cot a) / (6 \cdot e^{ax8}) \\ \text{del52} &= \text{del25} \end{aligned}$	δ_{25}
$\begin{aligned} \text{del33} &= 2 \cdot 12 / (3 \cdot e^{ix2}) + 2 \cdot mju / (12 \cdot g^{ax2}) + 2 \cdot n_{31} x^{**2} \cdot 11 / (6 \cdot e^{a} \\ & x1) + 2 \cdot n_{32} x^{**2} \cdot 12 / (6 \cdot e^{ax2}) + 2 \cdot n_{33} x^{**2} \cdot 11 / (6 \cdot e^{ax3}) + n_{34} x^{**} \\ & 2 \cdot h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax4}) + n_{35} x^{**2} \cdot h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax5}) + n_{36} x^{**2} \cdot h / (6 \cdot s \\ & \sin b \cdot e^{ax6}) + n_{37} x^{**2} \cdot h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax7}) + n_{38} x^{**2} \cdot (1 - \\ & 2 \cdot h \cdot \cot a) / (6 \cdot e^{ax8}) \end{aligned}$	δ_{33} (вираз 2.5)

1	2
$\begin{aligned} \text{del34} &= 12 / (6 \cdot e^{ix2}) - \\ & mju / (12 \cdot g \cdot ax2) + 2 \cdot n31x \cdot n41x \cdot 11 / (6 \cdot e^{ax1}) + 2 \cdot \\ & n32x \cdot n42x \cdot 12 / (6 \cdot e^{ax2}) + 2 \cdot n33x \cdot n43x \cdot 11 / (6 \cdot e^{ax3}) + n34x \cdot n44 \\ & x \cdot h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax4}) + n35x \cdot n45x \cdot h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax5}) + n36x \cdot n46x \cdot h / \\ & (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax6}) + n37x \cdot n47x \cdot h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax7}) + n38x \cdot n48x \cdot (1 - \\ & 2 \cdot h \cdot \cot a) / (6 \cdot e^{ax8}) \\ \text{del43} &= \text{del34} \end{aligned}$	δ_{34} (вираз 2.6)
$\begin{aligned} \text{del35} &= 2 \cdot n31x \cdot n51x \cdot 11 / (6 \cdot e^{ax1}) + 2 \cdot n32x \cdot n52x \cdot 12 / (6 \cdot e^{ax2}) + \\ & 2 \cdot n33x \cdot n53x \cdot 11 / (6 \cdot e^{ax3}) + n34x \cdot n54x \cdot h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax4}) + n35x \cdot \\ & n55x \cdot h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax5}) + n36x \cdot n56x \cdot h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax6}) + n37x \cdot n57 \\ & x \cdot h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax7}) + n38x \cdot n58x \cdot (1 - 2 \cdot h \cdot \cot a) / (6 \cdot e^{ax8}) \\ \text{del53} &= \text{del35} \end{aligned}$	δ_{35} (вираз 2.7)
$\begin{aligned} \text{del44} &= 11 / (3 \cdot e^{ix1}) + 12 / (3 \cdot e^{ix2}) + mju \cdot (1 / (11 \cdot g \cdot ax1) + 1 / (12 \cdot g \cdot ax \\ & 2)) + 2 \cdot n41x \cdot 2 \cdot 11 / (6 \cdot e^{ax1}) + 2 \cdot n42x \cdot 2 \cdot 12 / (6 \cdot e^{ax2}) + 2 \cdot n43x \\ & \cdot 2 \cdot 11 / (6 \cdot e^{ax3}) + n44x \cdot 2 \cdot h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax4}) + n45x \cdot 2 \cdot h / (6 \cdot \sin \\ & b \cdot e^{ax5}) + n46x \cdot 2 \cdot h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax6}) + n47x \cdot 2 \cdot h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax7}) \\ & + n48x \cdot 2 \cdot (1 - 2 \cdot h \cdot \cot a) / (6 \cdot e^{ax8}) \end{aligned}$	δ_{44}
$\begin{aligned} \text{del45} &= 11 / (6 \cdot e^{ix1}) - \\ & mju / (11 \cdot g \cdot ax1) + 2 \cdot n41x \cdot n51x \cdot 11 / (6 \cdot e^{ax1}) + 2 \cdot \\ & n42x \cdot n52x \cdot 12 / (6 \cdot e^{ax2}) + 2 \cdot n43x \cdot n53x \cdot 11 / (6 \cdot e^{ax3}) + n44x \cdot n54 \\ & x \cdot h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax4}) + n45x \cdot n55x \cdot h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax5}) + n46x \cdot n56x \cdot h / \\ & (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax6}) + n47x \cdot n57x \cdot h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax7}) + n48x \cdot n58x \cdot (1 - \\ & 2 \cdot h \cdot \cot a) / (6 \cdot e^{ax8}) \\ \text{del54} &= \text{del45} \end{aligned}$	δ_{45}
$\begin{aligned} \text{del55} &= 2 \cdot 11 / (3 \cdot e^{ix1}) + 2 \cdot mju / (11 \cdot g \cdot ax1) + 2 \cdot n51x \cdot 2 \cdot 11 / (6 \cdot e^{a \\ & x1}) + 2 \cdot n52x \cdot 2 \cdot 12 / (6 \cdot e^{ax2}) + 2 \cdot n53x \cdot 2 \cdot 11 / (6 \cdot e^{ax3}) + n54x \cdot \\ & 2 \cdot h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax4}) + n55x \cdot 2 \cdot h / (6 \cdot \sin b \cdot e^{ax5}) + n56x \cdot 2 \cdot h / (6 \cdot s \\ & \sin b \cdot e^{ax6}) + n57x \cdot 2 \cdot h / (6 \cdot \sin a \cdot e^{ax7}) + n58x \cdot 2 \cdot (1 - \\ & 2 \cdot h \cdot \cot a) / (6 \cdot e^{ax8}) \end{aligned}$	δ_{55}

Таблиця 2.5

2.5 Розрахунок членів правої частини рівнянь (етап 2)

програмна формула	Примітка
$r1q = q \cdot 11 \cdot (1 - 11) / 2.$	Вузли 1 і 5 (вирази 3.17, 3.21)
$r2q = q \cdot 11 \cdot (1 - 2 \cdot 11)$	Вузли 2 і 4 (вирази 3.18, 3.20)
$r3q = q \cdot 1 \cdot 2 / 8.$	Вузол 3 (вираз 3.19)

3 . Виклик підпрограми SRR – «Програма набору системи лінійних алгебраїчних рівнянь»

1 a:.....a

2 8aa:.....

3 8aaa.....
 4 8:aaa.....
 5 8::aaa.....
 6 8:::aa.....
 7 :::::a::a:::
 8 :::::aa::a:::
 9 :::::aa::a:::
 10 :::::aa:::
 11 :::::aa::a
 12 :::::aa:
 13 :::::a:::a:
 14 :::::aaa

Таблиця 2.6

4. Визначення напружень в елементах конструкції

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

4.1 Визначення напружень в елементах конструкції.

4.2 Порівняння напружень з допустимими з заданою точністю розрахунку.

Таблиця 2.7

4.3 Покрокова зміна величини кута нахилу крайнього підкосу, довжини крайнього прольоту, навантаження, жорсткісних параметрів.

програмна формула	Примітка
$\text{alf1}=\text{alf}+i3*kr2$	Зміна кута на величину $kr2$
$\text{l11}=\text{l1}+j8*kr1$	Зміна довжини крайнього прольоту на величину $kr1$

2.2 Розрахунок геометричних параметрів конструкції

2.3 Розрахунок коефіцієнтів при невідомих лінійних алгебраїчних рівнянь

2.4 Розрахунок коефіцієнтів при невідомих лінійних алгебраїчних рівнянь

2.5. Розрахунок членів правої частини рівнянь

3. Виклик підпрограми SRR – «Програма набору системи лінійних алгебраїчних рівнянь»

4.1 Визначення напружень в елементах конструкції

4.2 Порівняння напружень з допустимими з заданою точністю розрахунку

5. Програма RES видача результатів розрахунку.

В результаті розв'язку системи лінійних алгебраїчних рівнянь отримуємо значення прогинів, згинальних моментів, поздовжніх та поперечних сил в вузлах шпренгельної сталезалізобетонної системи. За отриманими значеннями згинальних моментів, використовуючи програму **FMX**, знаходимо пружні реакції в вузлах системи за законом розподілу зовнішнього навантаження в просторовій перехресно-ребристій системі. Таку систему в подальшому розглядають як складену з окремо взятих стержнів при дії на них навантажень. Таким чином іде формування матриці апроксимації для кожної окремо взятої балки. В результаті розв'язку системи рівнянь отримуємо кінцеві значення згинальних моментів в балках кожного напрямку. За отриманими величинами згинальних моментів будуємо в програмі **FMX** діаграму жорсткості для кожного елемента перехресно-ребристої системи і йде процес формування матриці апроксимації і податливості для наступного наближеного розрахунку. В ході розрахунку проходить процес мінімізації жорсткості в елементах просторової перехресно-ребристої системи. Обмеженням в розрахунку, на відміну від відомих методів таких розрахунків, є лише різниця між попереднім значенням мінімальної жорсткості, отриманої при двох наступних етапах розрахунків.

В результаті розв'язку за програмою **SZBSH** визначаються зусилля і деформації від заданого навантаження - просторові епюри моментів і прогинів.

Програма **SZBSH** написана на мові FORTRAN-VI.

Розроблені програми використовуються для проведення науково-дослідної роботи в НДЛ-19 НУ “Львівська політехніка”.

Текст програми **SZBSH** приведений в **ДОДАТКУ Б**.

2.5. Висновки до розділу 2

1. В роботі запропонована математична модель, алгоритм і програма розрахунку сталезалізобетонних шпренгельних комбінованих 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 сталезалізобетонних шпренгельних конструкцій теоретично досліджено міцність і деформативність елементів конструкцій під дією симетричного і несиметричного навантаження.

3. Теоретично проаналізовано вплив усадки та повзучості бетону, різниці температур на сумісну роботу сталезалізобетонних перерізів при складному напружено-деформованому стані.

4. Виконано розрахунок сполучення плити та металевої балки за допомогою різних типів анкерних пристроїв.

РОЗДІЛ 3. ПРОГРАМА, МЕТОДИКА ТА РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

3.1. Виготовлення та характеристики дослідних конструкцій.

Відповідно до мети та поставлених задач було проведено експериментальні дослідження сталезалізобетонних шпренгельних конструкцій.

Розроблена в даній роботі методика розрахунку напружено-деформованого стану в шпренгельних сталезалізобетонних конструкціях (розділ 2) використана для їх розрахунку як в пружній, так і в пружно-пластичній стадіях роботи. Експериментальні конструкції були розраховані з використанням даної методики.

Для виконання задач дисертаційного дослідження було підготовлено до випробувань 3 натурних дослідних зразки.

Кожен натурний зразок складався з двох ідентичних металевих шпренгельних конструкцій, зверху яких була замонолічена залізобетонна плита.

Загальна довжина металевої конструкції становила 6,14 м (проліт 6,0 м) та висота 0,475 м (в осях 0,39 м). Конструкція виготовлена згідно розроблених креслень (рис. 3.1). Верхній пояс металевої конструкції виконувався з прокатного сталюого двотаврового профілю № 12 за ГОСТ 8239-89. Шпренгельна підвіска та нижня затяжка виконувалась зі спарених сталюих кутиків розмірами 45x45x4 мм та 50x50x5 відповідно за ДСТУ 2251-93. Клас сталі конструкцій – С245. Верхній пояс об'єднувався з елементами шпренгельної підвіски фасонками товщиною 5 мм. З'єднання виконано за допомогою електродугового зварювання з використанням електродів Э-42 за ГОСТ 9467-75. Специфікація наведена в табл. 3.1.

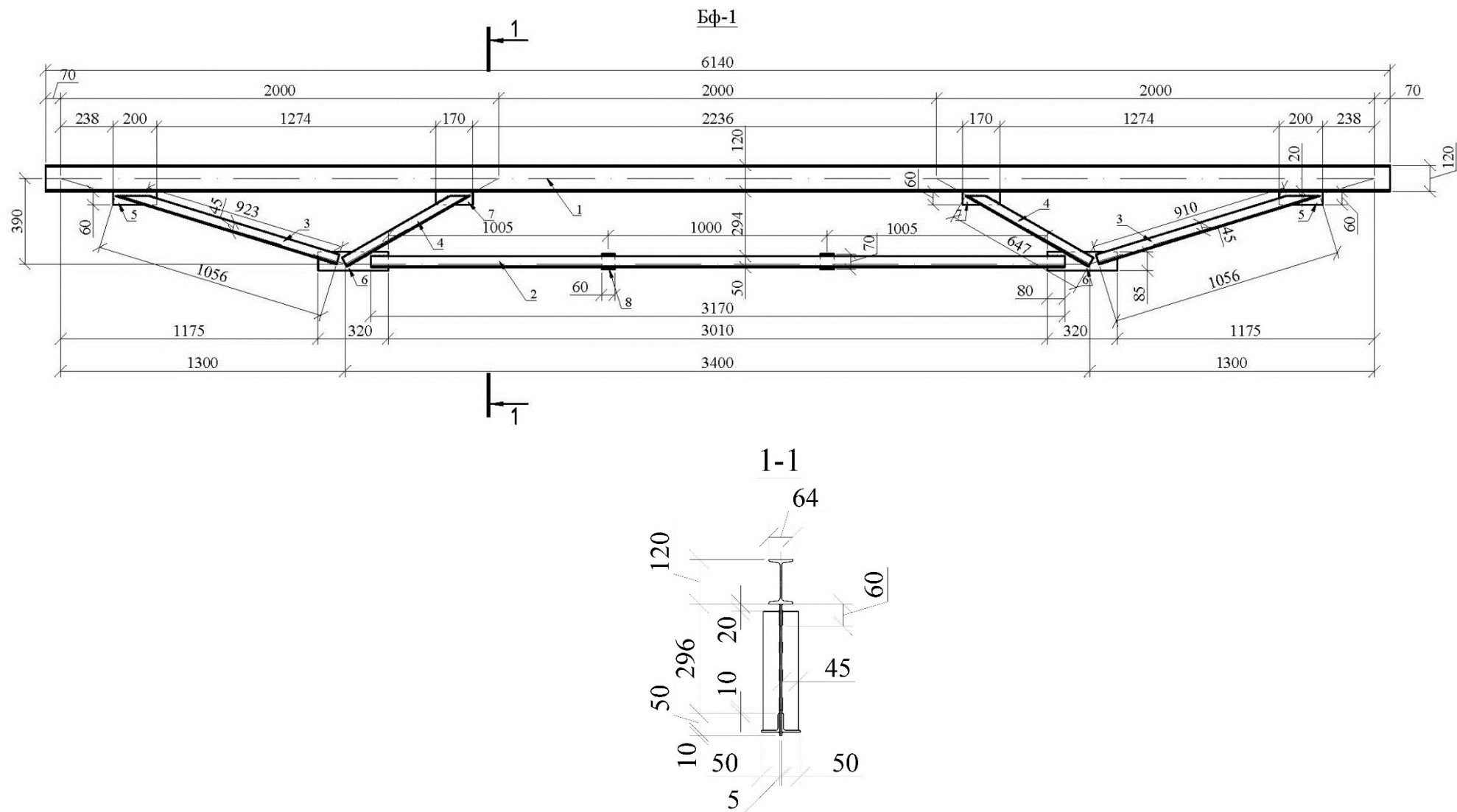


Рис.3.1. Креслення шпренгельної статично невизначеної металевої комбінованої конструкції

Таблиця 3.1.

Специфікація металу на шпренгельну конструкцію

Позначення	Найменування		Кіл. шт.	Маса одиниці, кг	Примітка
МК-1	1	I №12 L= 6140 мм	1	70.61	70.6
	2	L 50x5 L= 3042 мм	2	14.63	29.3
	3	L 45x4 L= 1188 мм	4	3.54	14.2
	4	L 45x4 L= 660 мм	4	1.53	6.1
	5	- 200 x 60 x 5 мм	2	0.47	0.9
	6	- 240 x 100 x 5 мм	2	0.94	1.9
	7	- 160 x 60 x 5 мм	2	0.38	0.8
	8	- 90 x 60 x 5 мм	2	0.21	0.4
Маса наплавленого металу			1.5 %		1.9
Всього					126.0

Після виготовлення конструкції влаштовувались на опори з відстанню між осями балок 2,0 м (рис.3.2).



Рис.3.2. Опори дослідної конструкції

Монолітну залізобетону плиту виконували по верху металевих конструкцій. Її розміри для всіх дослідних конструкцій склали 6140x3000мм. Клас бетону – С20/25. Крок армування – 200 мм, арматура робоча Ø 8 та 12

класу А400С, конструктивна – $\varnothing 8$ А240С згідно ДСТУ 3760-2006. Армування виконувалось у нижній зоні – суцільне та у верхній зоні – над опорами (рис. 3.3).

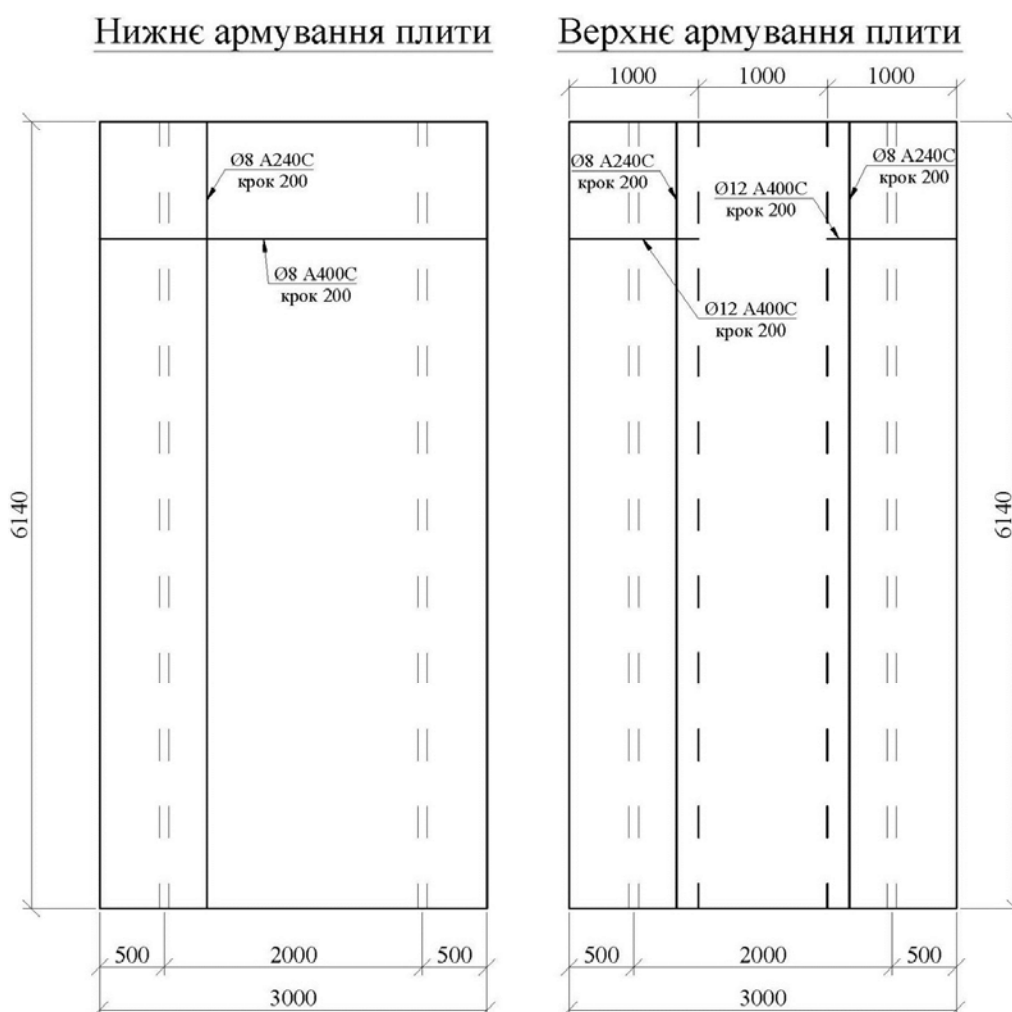


Рис.3.3. Схема армування плити дослідних зразків

Натурні зразки відрізнялися між собою формою плити:

КСБ-1: плита була забетонована по звичайній щитовій опалубці (рис 3.4, а).

КСБ-2: в якості опалубки використовували сталевий профільований настил ТП-35, товщиною 0.5мм згідно ТУ У В.2.6-28.7-30703438-001:2010, який влаштовувався ребрами поперек металевих конструкцій (рис 3.4, б).

КСБ-3: в якості опалубки використовувався сталевий профільований настил ТП-35, товщиною 0.5мм згідно ТУ У В.2.6-28.7-30703438-001:2010, який влаштовувався ребрами вздовж металевих конструкцій (рис 3.4, в).

Сумісну роботу шпренгельних металевих конструкцій з плитою забезпечували за допомогою гнучких похилих петлевих анкерів (рис 3.4, 3.5). Їх виготовили з арматури $\varnothing 8$ класу А400С. Крок анкерів згідно розрахунку на зсувні зусиллями прийнято 500мм. Вони кріпились до верхнього поясу шпренгельних конструкцій за допомогою зварювання.

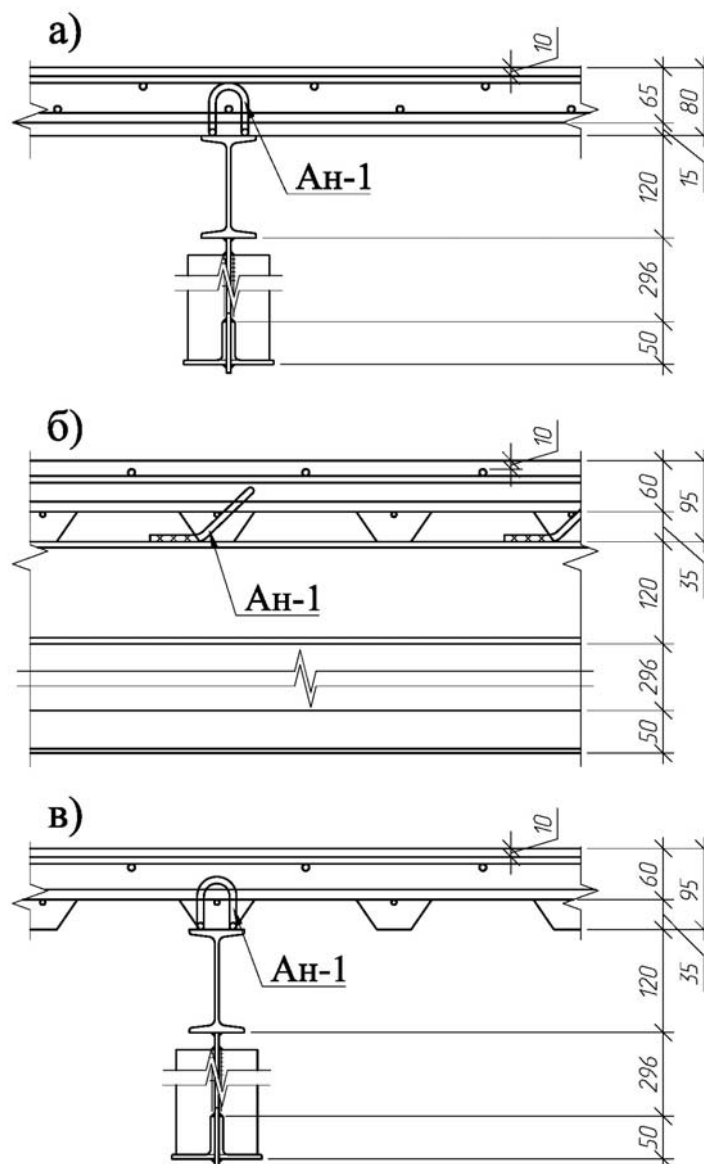


Рис.3.4. Три типи дослідних зразків плити: а) бетонування по плоскій щитовій опалубці; б) бетонування по профільованому настилі ребрами поперек шпренгельних конструкцій; в) бетонування по профільованому настилі ребрами вздовж шпренгельних конструкцій; АН-1 – гнучкий анкер.



Рис.3.5. Вигляд анкерного пристрою та розміщення арматури

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.

Бетон для монолітних плит виконували на основі портландцементу марки М500 Миколаївського цементного заводу [22].

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 $M_{кр} = 1,4$ [23].

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 (рис.3.6). Після вкладання суміші проходило обов'язкове вібрування.



Рис.3.6. Бетонування плити дослідної конструкції КБС-3

Паралельно із бетонуванням натурних дослідних конструкцій із вкладеною арматурою з тієї ж бетонної суміші виготовлялися контрольні куби та призми. Всього для визначення міцнісних характеристик бетону було виготовлено 6 дослідних зразків-кубів розміром $200 \times 200 \times 200$ мм та 4 призми $100 \times 100 \times 400$ (рис.3.7).



Рис.3.7. Дослідні бетонні зразки-куби та їх випробування

Зразки-кубики виготовляли в тих же умовах, що й дослідні конструкції – при температурі навколишнього середовища від $+12$ до $+18^{\circ}\text{C}$. Залівку бетонної суміші проводили в інвентарні розбірні металеві форми. Кубики

зберігали на вулиці поряд із дослідними конструкціями. Відкриті верхні поверхні елементів конструкцій, контрольних кубиків і призм протягом двох тижнів природного твердіння бетону зволожувалися, після чого дослідні зразки були звільнені від розбірних елементів форм.

Випробування зразків виконували для визначення реальних характеристик бетону, які в подальшому використовували для розрахунку [21].

Клас бетону плит визначався за випробуваннями трьох кубиків на стиск на початку і трьох – 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.

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 розтягання для визначення фізико-механічних властивостей арматури [125] (рис. 3.8).

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.

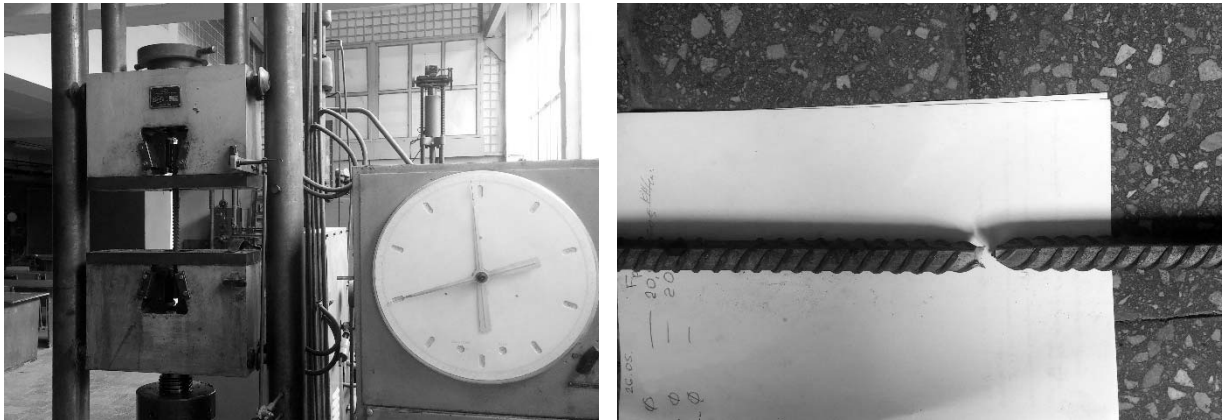


Рис.3.8. Випробування арматури на розрив

3.2. Програма експериментальних досліджень.

Експериментальні випробування здійснювалися відповідно до ГОСТ 21562-76 в межах будівельного майданчика (рис. 3.9).

Конструкції КСБ 1...3 встановлювали на кільцеві динамометри, які ставились на опори з фундаментних блоків ФБС-24.4.6. Для забезпечення загальної стійкості конструкції та просторової її роботи було влаштоване розкріплення нижніх вузлів шпренгельної підвіски металевими горизонтальними зв'язками з квадратної труби 40x40x3мм за ГОСТ 30245-2003.



Рис.3.9. Загальний вигляд експериментальної конструкції після бетонування.

Перед початком і після закінчення випробувань проводилось уточнення фактичних розмірів поперечних перерізів дослідних плит. Відхилення фактичних розмірів перерізів від усереднених становило не більше 2 мм.

Згідно поставлених завдань навантаження на конструкцію здійснювали як симетрично, так і несиметрично (привантаження частини плити). В розрахунку прийнято рівномірно розподілене навантаження. Для отримання точних результатів навантаження експериментальних конструкцій здійснювали мішками з піском, які були попередньо фасовані і зважені. Прикладали навантаження до верху залізобетонної плити.

В програмі експериментальних досліджень основною метою ставилося:

1. Апробація методики розрахунку, викладеної в розділі 2.
2. Визначення напружень в поперечних перерізах сталезалізобетонної конструкції.
3. Визначення жорсткісних характеристик сталезалізобетонної конструкції.
4. Визначення тріщиностійкості дослідної конструкції.

5. Аналіз результатів експерименту та співставлення їх із теоретичними даними.

В ході проведення експериментальних натурних випробувань вимірювали:

- поздовжні деформації бетону залізобетонних плит та металу шпренгельних конструкцій;
- вертикальні переміщення елементів конструкцій

3.3. Методика експериментальних досліджень конструкцій

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

Для визначення поздовжніх деформацій металу шпренгельної конструкції використовувались мікроіндикатори годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм. Їх влаштовували на попередньо приклеєних до металевих елементів у необхідних місцях конструкції тримачах з базою 200 мм.

При випробуванні для вимірювання поздовжніх деформацій бетону монолітної залізобетонної плити використані тензорезистори з базою 20 мм, з електричним опором 99,5...100,5 Ом, покази з яких брали автоматичним вимірювачем деформацій АВД-4М. Також в кількох місцях були встановленні мікроіндикатори, аналогічні тим, що були використанні для металевої конструкції.

Прогини конструкції вимірювали прогиномірами ПАО-6 з ціною поділки 0,01 мм, і індикаторами годинникового типу, з такою ж ціною поділки. Прогиноміри закріплювали безпосередньо до металевої шпренгельної конструкції за допомогою струбцин. Індикатори годинникового типу встановлювали на окрему жорстку раму, що не була зв'язана з дослідною конструкцією.

Прогини конструкції контролювали всередині прольоту і у вузлах шпренгельної конструкції, також фіксувались прогини в середній частині плити між металевими конструкціями (рис.3.10...3.11).

Під час випробовувань проводили спостереження за тріщиноутворенням та розвитком тріщин. Утворення тріщин визначали візуально за допомогою мікроскопа МПБ-3. Також ним замірювали і ширину розкриття тріщин. Відліки за приладами, а також фіксацію розвитку тріщин проводили після кожного ступеня навантаження і заносили в журнал випробовувань.

Схеми розташування приладів зображені на рис. 3.10 та 3.11.

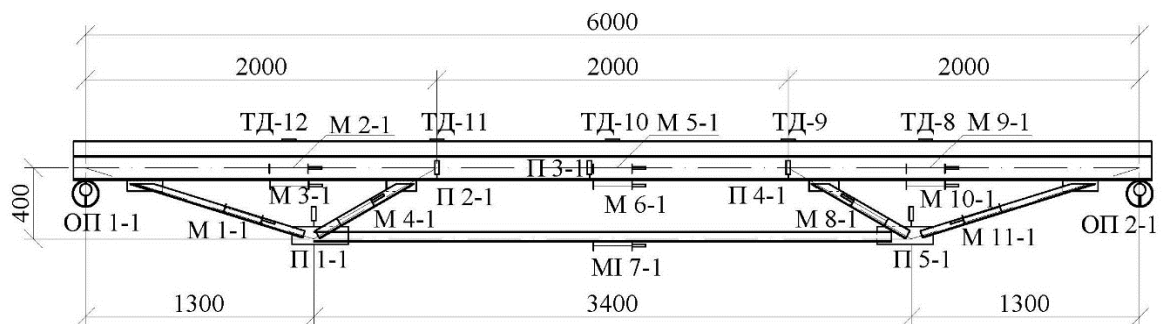


Рис.3.10. Схема встановлення приладів на металевій шпренгельній конструкції: М – мікроіндикатори, П – прогиноміри



Рис.3.11. Встановлення прогиномірів та мікроіндикаторів в нижній та верхній зонах плити

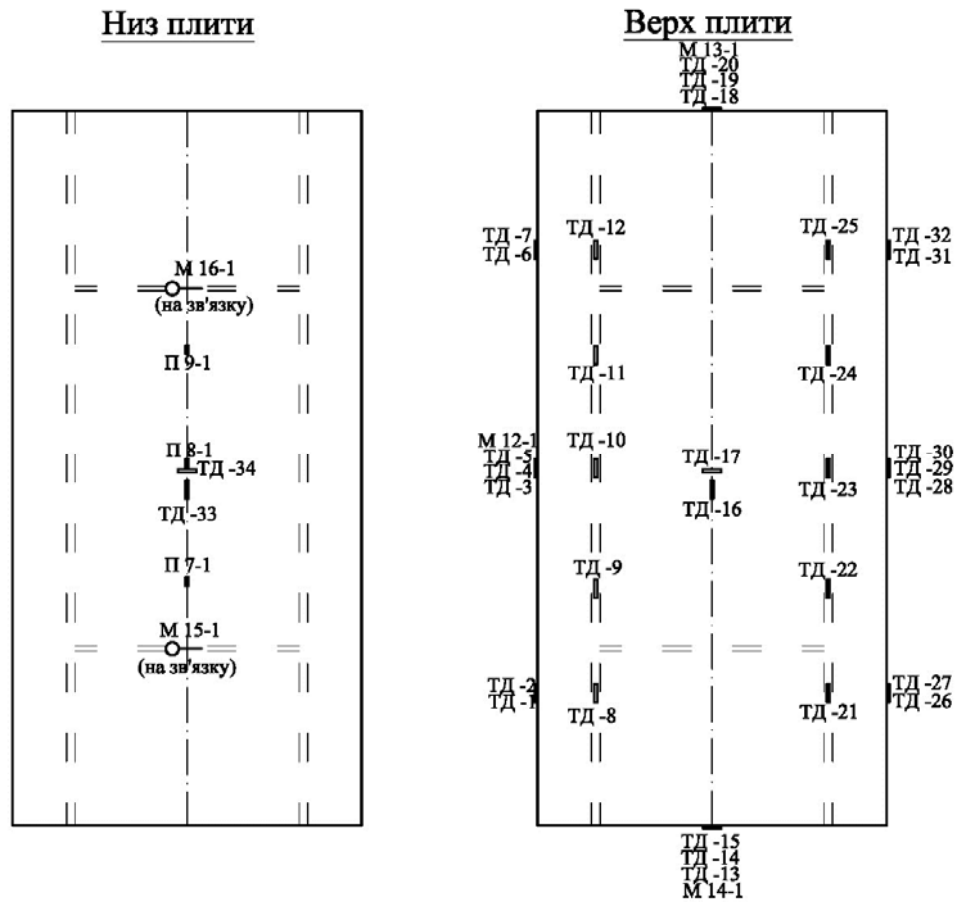


Рис.3.12. Схема встановлення приладів на залізобетонній плиті та металевих зв'язках: М – мікроіндикатори, П – прогиноміри, ТД – тензорезистори



Рис.3.13. Навантаження дослідних конструкцій

Ступені навантаження натурної конструкції зображені на рис. 3.14.

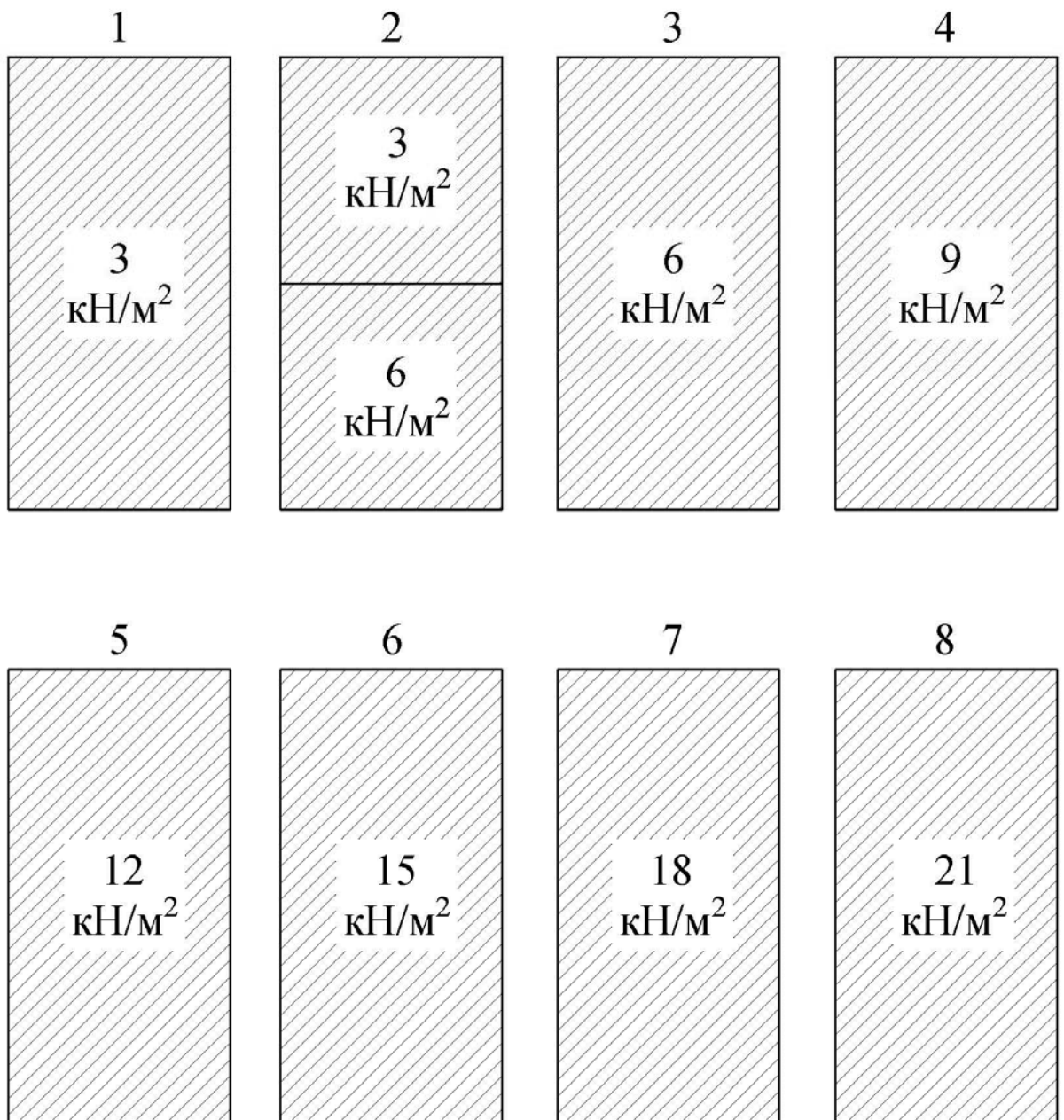


Рис.3.14. Ступені навантаження дослідних конструкцій

Рівномірність розподілення навантаження по конструкції контролювали чотирьма протарованими кільцевими динамометрами, розташованими на опорах конструкції.

3.4. Результати експериментальних досліджень

Експериментальні конструкції були запроєктовані таким чином, щоб вони руйнувалися в нормальних перерізах від сумісної дії згинального моменту та поздовжньої сили. Їхнє навантаження проводили до непридатності до нормальної експлуатації, а саме – ширини розкриття тріщин у залізобетоні більше допустимої ($a_{cr,c} > 0,4 \text{ мм}$).

У дослідних натурних зразках після досягнення напружень в розтягнутій арматурі межі текучості подальше навантаження конструкцій супроводжувалося значним приростом деформацій арматури і бетону, прирощенням прогинів і розкриттям тріщин в середній частині плити (між металевими шпренгельними конструкціями). В одному випадку, з КСБ-1 відбулася втрата стійкості стінки верхнього поясу металевої комбінованої конструкції.

Порівняння величин експериментальних і розрахункових граничних напружень, виконаних згідно ДБН 2.6-98:2009, ДБН 2.6-160:2010 та ДБН 2.6-163:2010 [85, 89], показало добру збіжність результатів для натурних конструкцій. Відхилення експериментальних величин від теоретичних складало 1,1-12,2 %.

При обчисленні розрахункової несучої здатності в формули підставляли дійсні величини призмової міцності бетону f_{cd} , а за розрахунковий опір арматури прийнято фактичні значення межі текучості арматури σ_y за результатами випробувань. Характер розвитку тріщин показано на рис. 3.15.

КСБ-1. Починаючи зі ступеня завантаження №5 (навантаження 12 кН/м^2) на боковій грані плити між балками виникли перші нормальні тріщини. При подальшому збільшенні навантаження їхня кількість і ширина розкриття зростали. На ступені №8 (навантаження 21 кН/м^2) ширина розкриття тріщини складала $0,41 \text{ мм}$, що перевищила допустимі межі.

При повному експериментальному навантаженні натурної конструкції ($g=21 \text{ кН/м}^2$), загальний її прогин склав $16,9 \text{ мм}$, прогин нижніх вузлів – $9,7 \text{ мм}$.

КСБ-2. Перші нормальні тріщини на боковій грані плити між балками з'явилися на ступені завантаження №5 (навантаження 12 кН/м^2). На останній ступені (навантаження 21 кН/м^2) ширина розкриття тріщин склала $0,25 \text{ мм}$.

При повному експериментальному навантаженні натурної конструкції ($g=21 \text{ кН/м}^2$), загальний її прогин склав $15,8 \text{ мм}$, прогин нижніх вузлів – $9,0 \text{ мм}$.

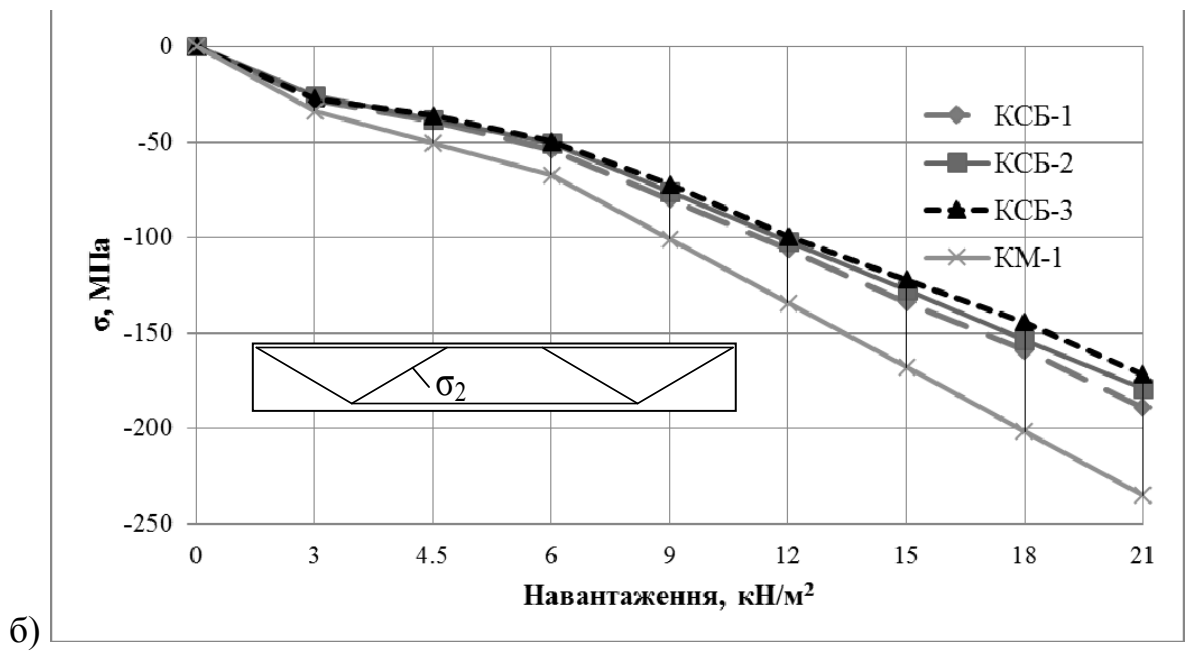
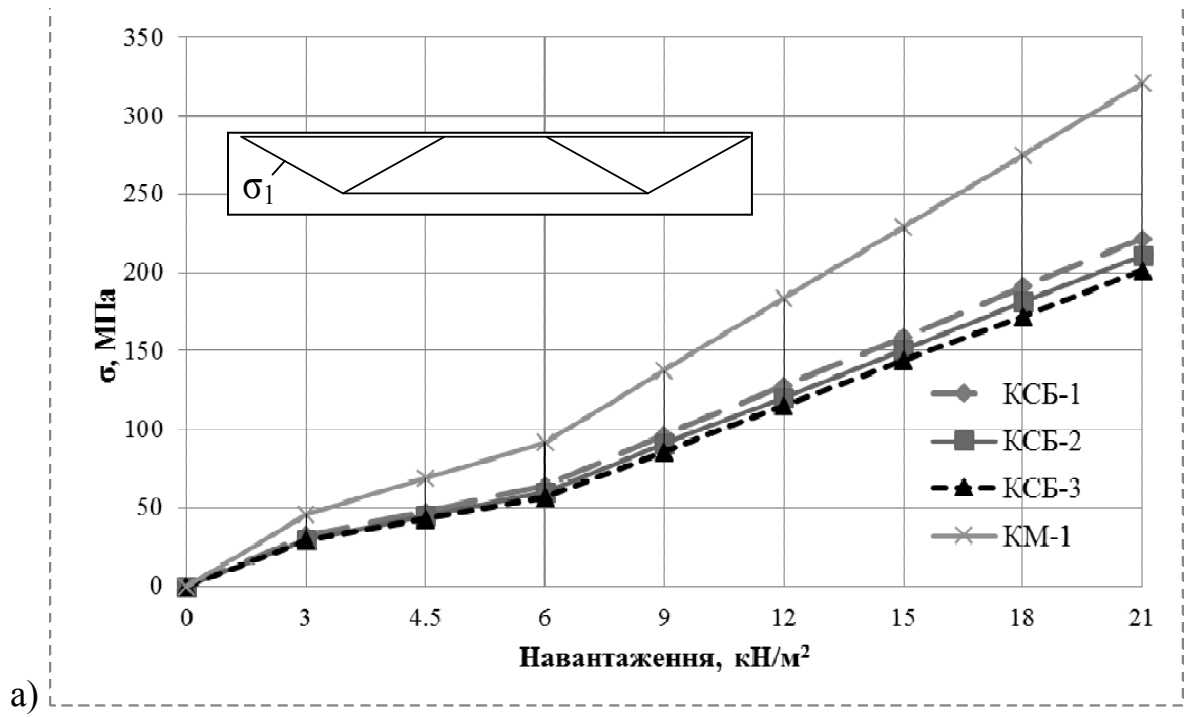
КСБ-3. Перші нормальні тріщини на боковій грані плити між балками з'явилися на ступені навантаження №4 (навантаження 9 кН/м^2). Критичної ширини розкриття $a_{\text{кр}}=0,51 \text{ мм}$ вони досягли на ступені №8 (навантаження 21 кН/м^2).

При повному експериментальному навантаженні натурної конструкції ($g=21 \text{ кН/м}^2$), загальний її прогин склав $15,6 \text{ мм}$, прогин нижніх вузлів – $8,3 \text{ мм}$.



Рис.3.15. Тріщини в плиті (КСБ-3)

Залежність напружень від навантаження в металевих шпренгельних конструкціях для трьох типів натурних зразків відображена на графіках (рис. 3.16).



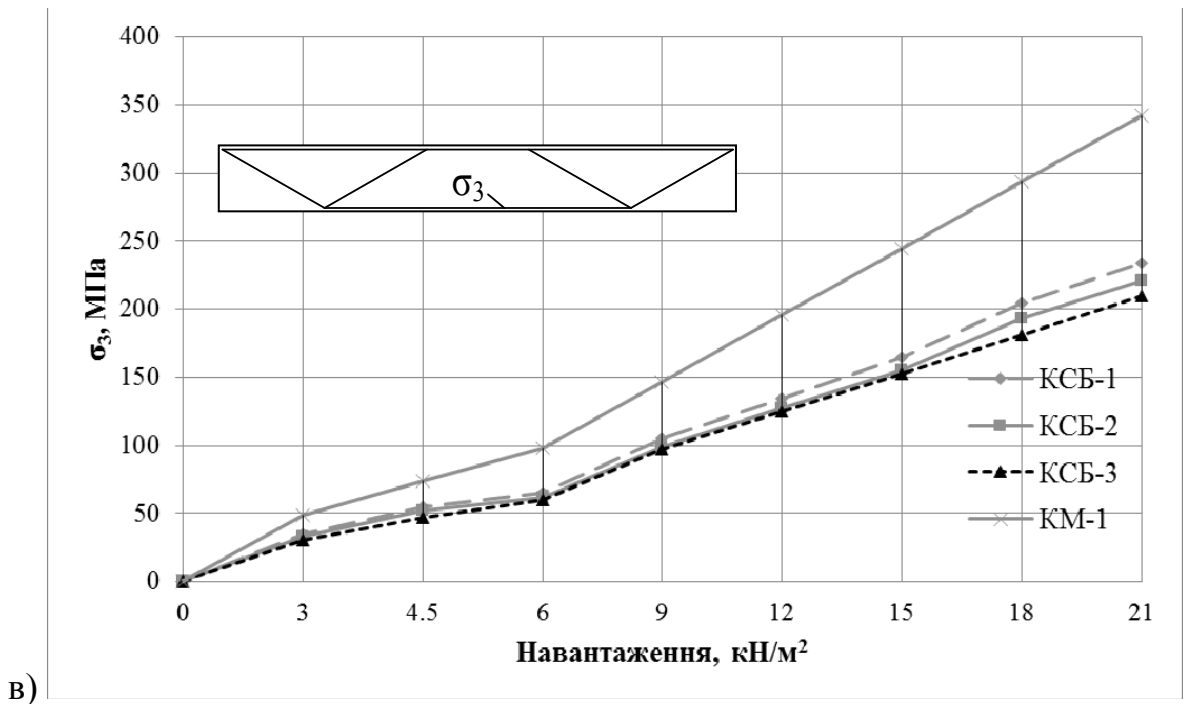


Рис.3.16. Графіки залежності напружень від ступінчато прикладеного навантаження в елементах металевої конструкції: а) у крайньому підкосі; б) у внутрішньому підкосі; в) у нижній затяжці.

На графіках КМ-1 – теоретична зміна напруження в елементах металевої конструкції, не об'єднаної в сумісну роботу з плитою.

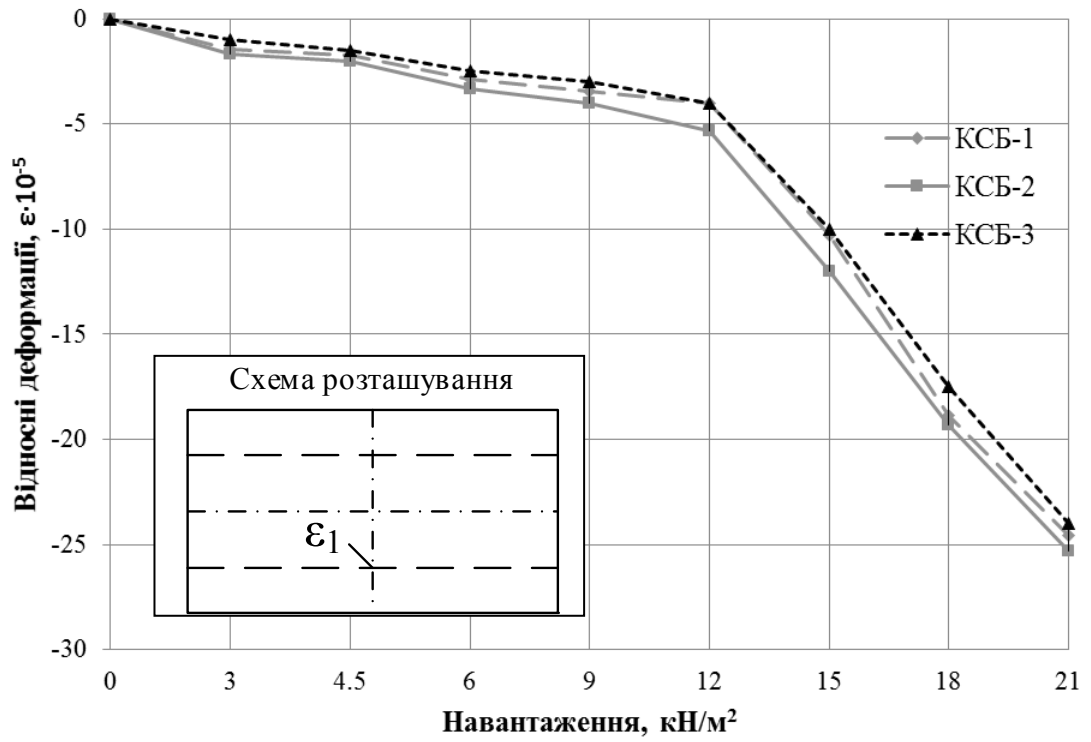
Як видно з графіків, найменші напруження в елементах металевої підвіски виникали в 3-му дослідному зразку (КСБ-3). Це викликано більшою жорсткістю верхнього поясу за рахунок ребра плити безпосередньо над металевою балкою.

Найбільші напруження виникли в 1-му зразку (КСБ-1). У відсотковому відношенні на різних ступенях навантаження різниця між цими напруженнями у зразках КСБ-1 та КСБ-3 склала 7...11%.

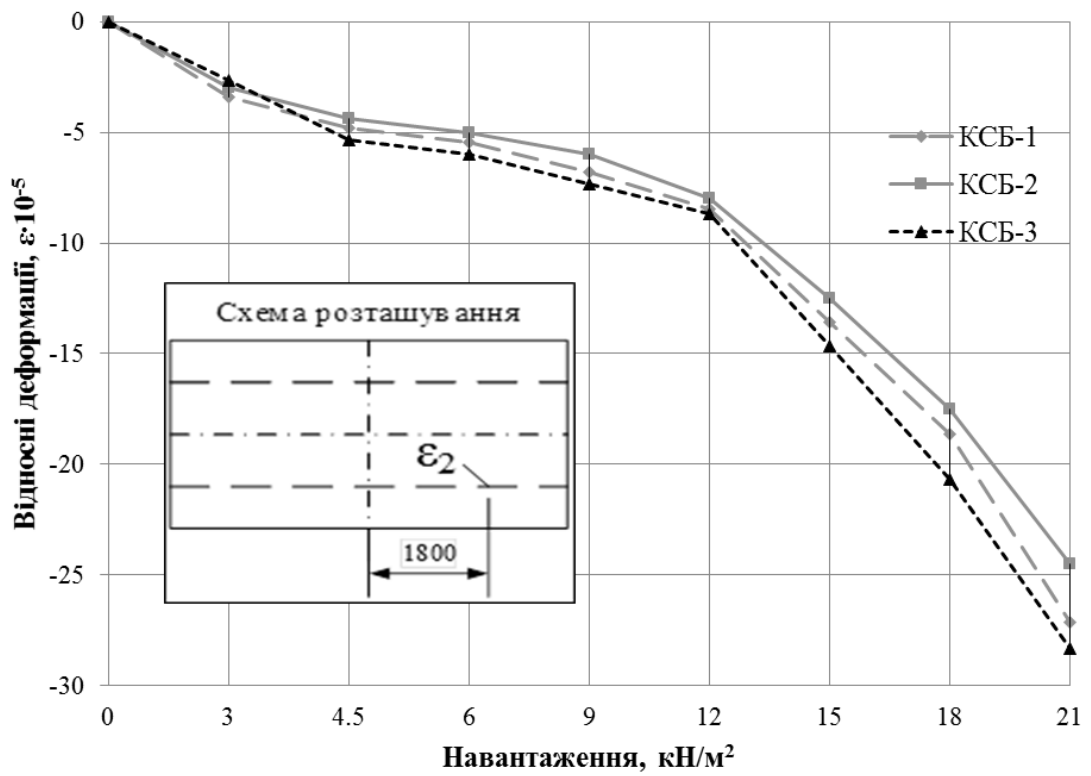
Напруження металевих елементів у зразки КСБ-2 знаходяться на середньому рівні між КСБ-1 та КСБ-3. Значення відрізняються, в залежності від ступеня навантаження, на 3...8%.

Графіки залежності відносних деформацій верхньої стиснутої зони бетону від навантаження зображені на рис. 3.17.

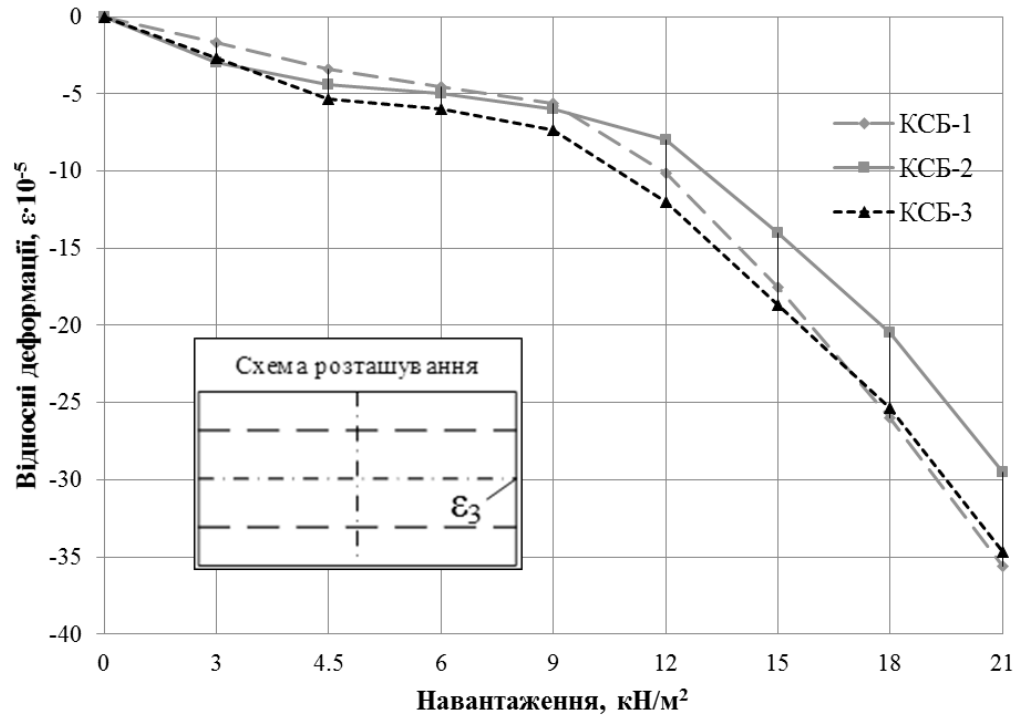
а)



б)



в)



г)

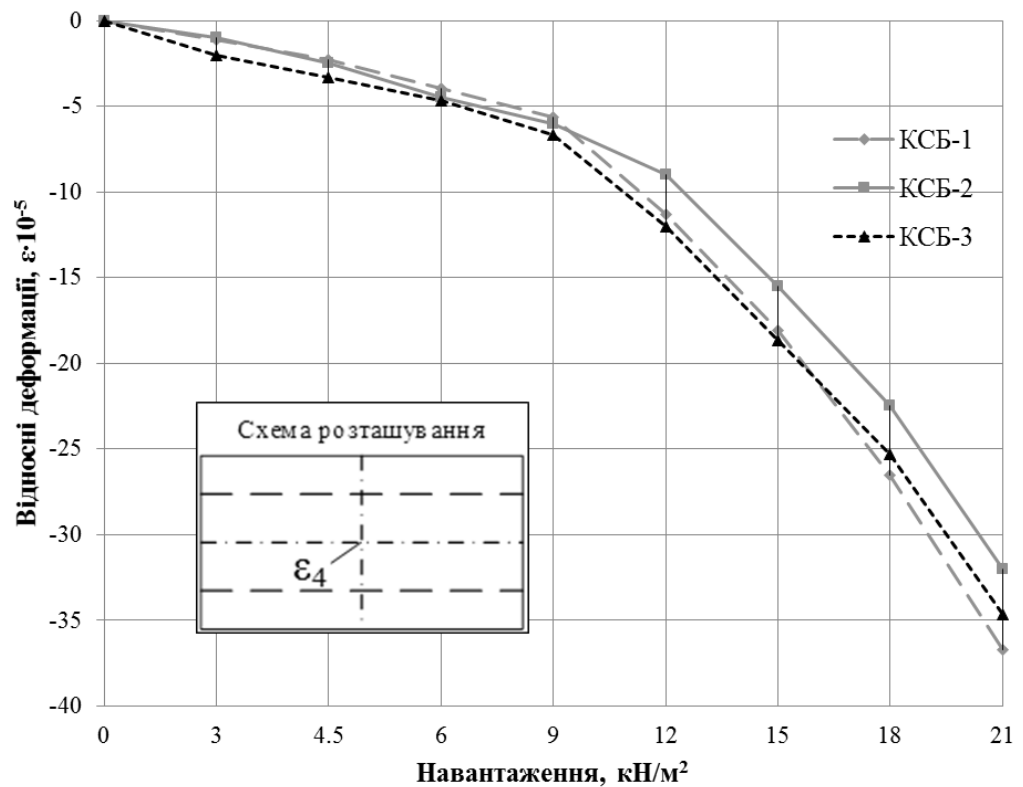


Рис.3.17. Графіки залежності відносних деформацій верхньої стиснутої зони бетону від навантаження: а) в середині прольоту; б) 1,8 м від середини; в) на торці між металевими конструкціями; г) по середині плити.

Як видно з цих графіків рис. 3.17, в плиті теж найменші деформації бетону виникли в дослідному зразку марки (КСБ-3).

Епюри відносних деформацій сталезалізобетонного перерізу в середній частині верхнього поясу КСБ-1 представлені на рис. 3.18.

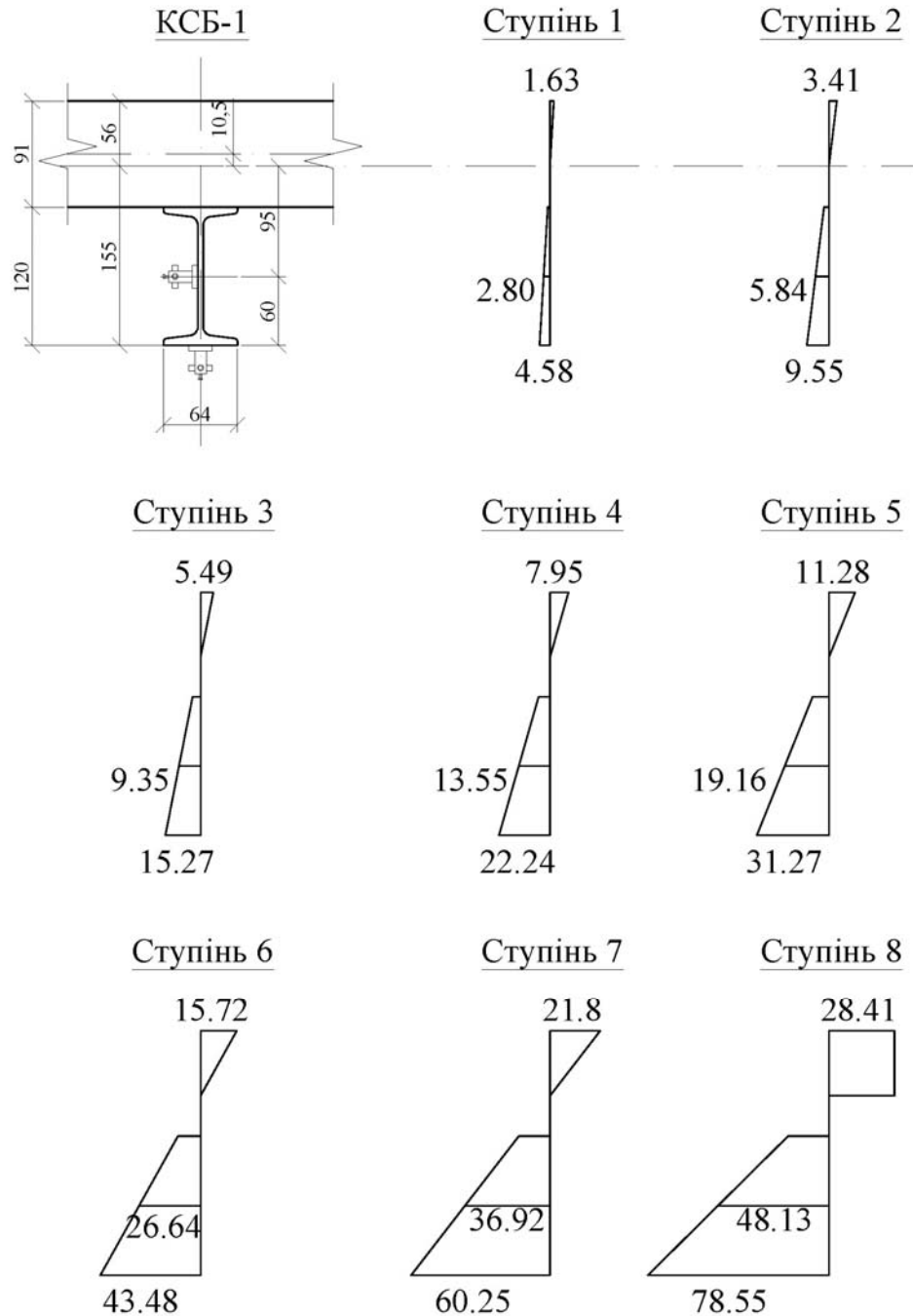


Рис.3.18. Епюри відносних деформацій сталезалізобетонного верхнього поясу у середній частині (на прикладі КСБ-1)

Характер утворення і розвитку тріщин на боковій грані плити у дослідних зразках зображено на рис.3.19...3.21.

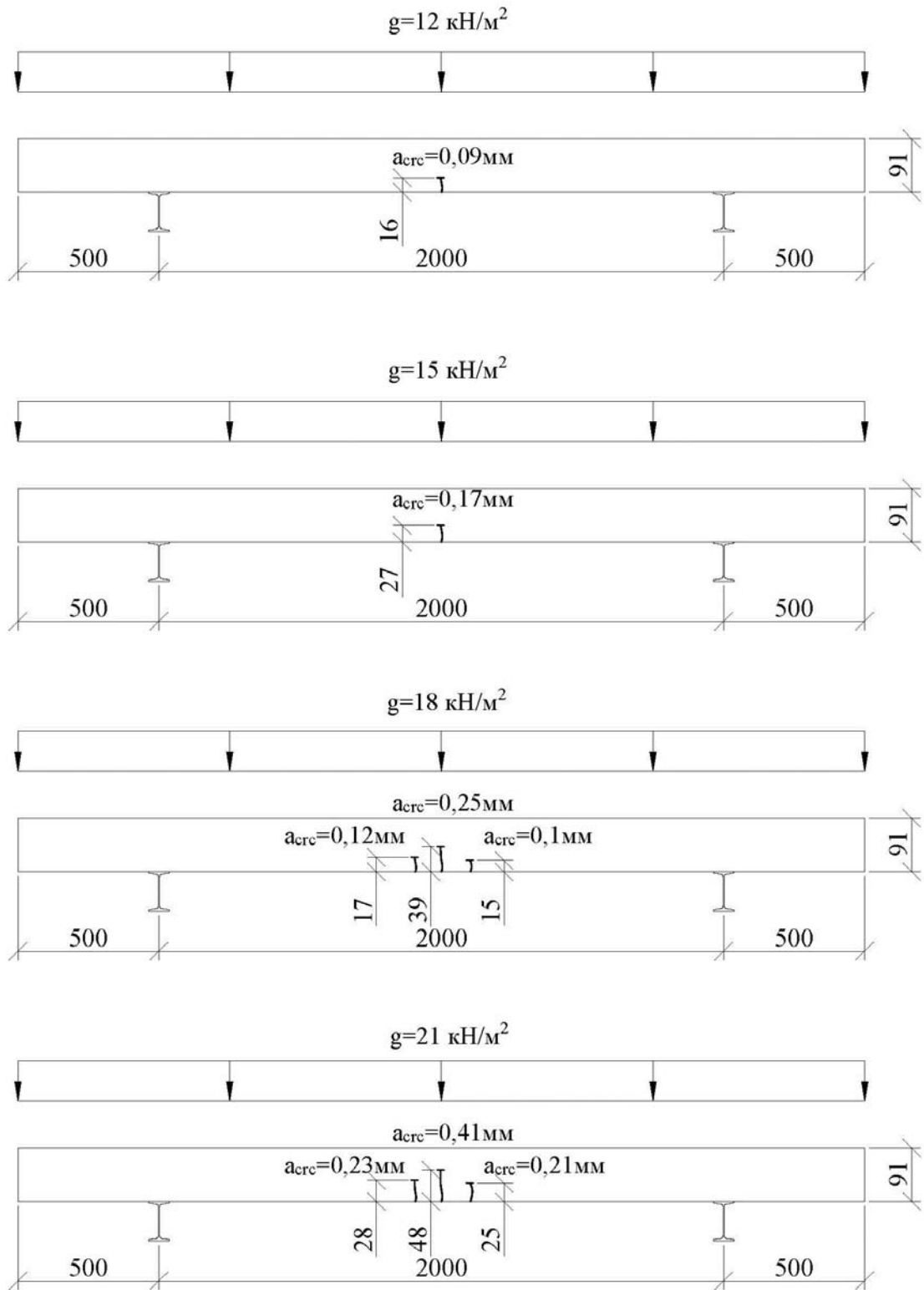


Рис.3.19. Характер утворення та розвитку тріщин на боковій грані плити у зразку КСБ-1

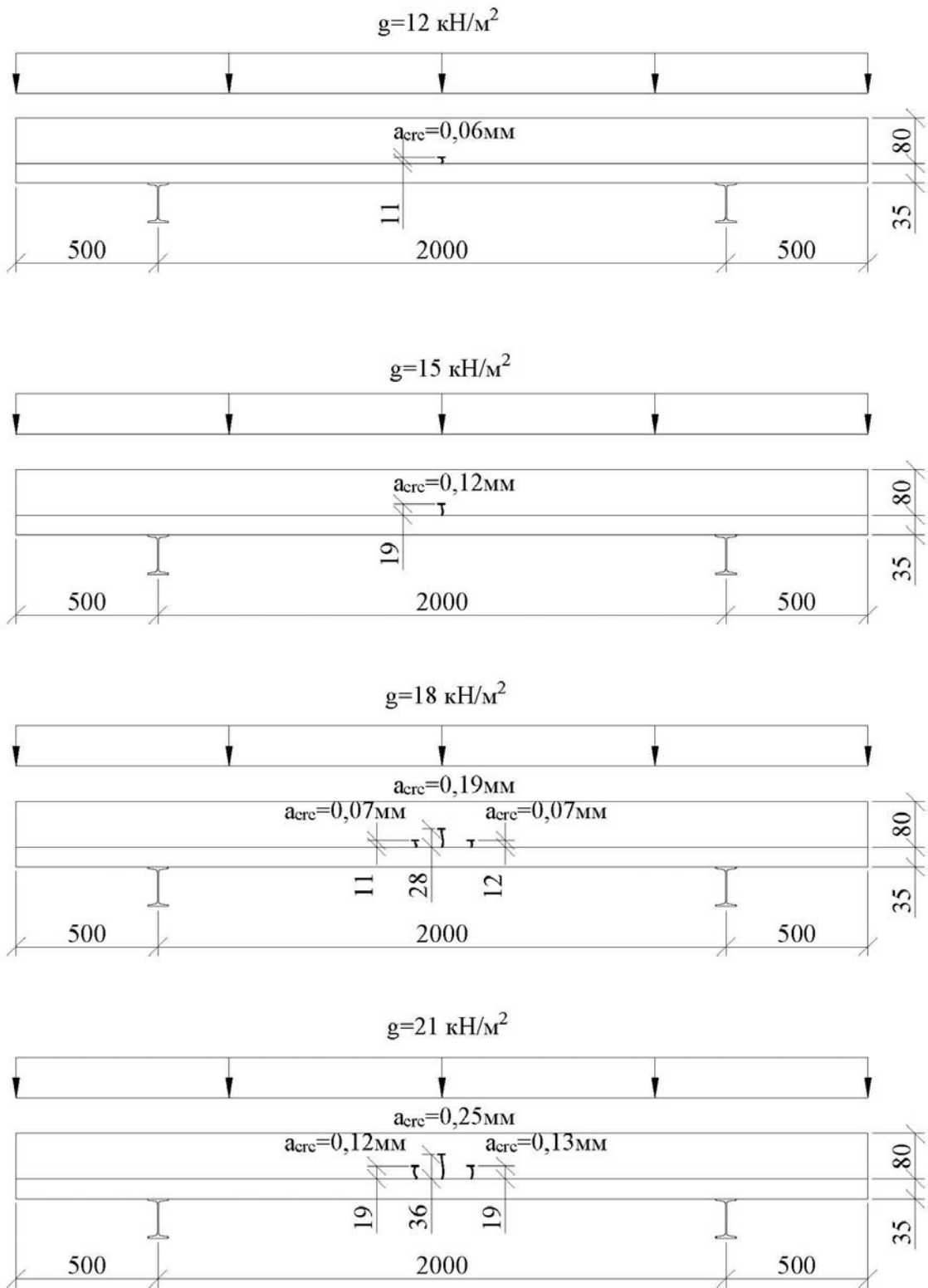


Рис.3.20. Характер утворення та розвитку тріщин на боковій грані плити у зразку КСБ-2

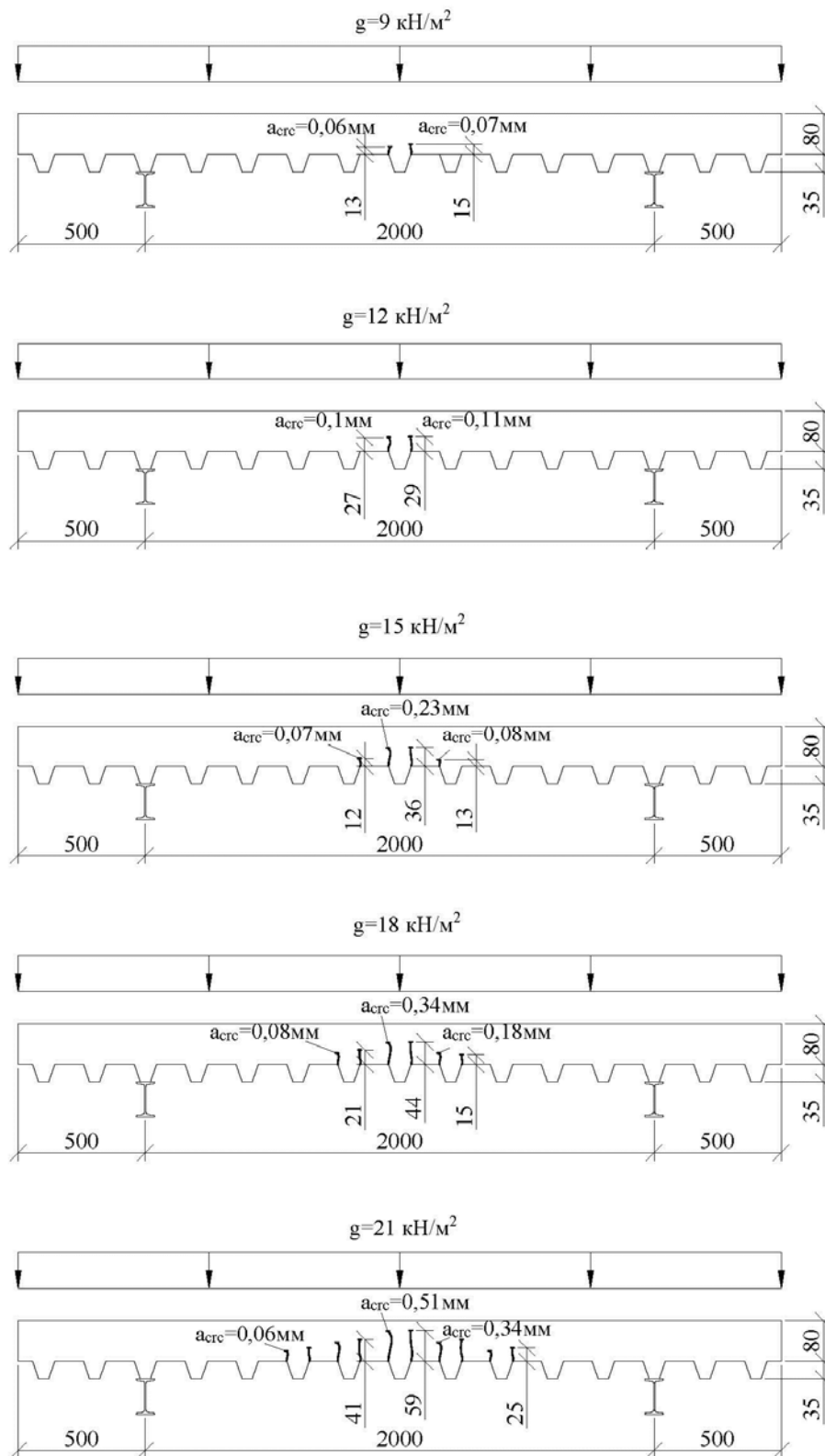


Рис.3.21. Характер утворення та розвитку тріщин на боковій грані плити у КСБ-3.

Як видно з наведених вище рисунків, найменша тріщиностійкість у зразку КСБ-3. Це викликано найменшою робочою висотою плити при

сприйнятті згинального моменту в коротшому напрямку. Лише КСБ-2 має ширину розкриття тріщин при максимальному навантаженні меншою за допустиму і що дозволяє експлуатувати її при такому навантаженні.

Звичайно, при наявності профільованого настилу з забезпеченням сумісної роботи з плитою, характер утворення тріщин би змінився, однак в даній роботі цього не досліджували.

Перевірочні розрахунки виконували із застосуванням програмного комплексу ЛІРА. Приймали кілька варіантів моделювання сталезалізобетонного перерізу.

Для вивчення характеру роботи плити і розподіл в ній напружень та деформацій, металеві шпренгельні конструкції моделювались кінцевими елементами (КЕ) стержнів, а плита – КЕ пластини. Зміщення осей металевої та залізобетонної частини перерізів задавалось жорсткими вставками стержнів. На рис. 3.22 та 3.23 зображені схеми розподілу згинальних моментів у плиті.

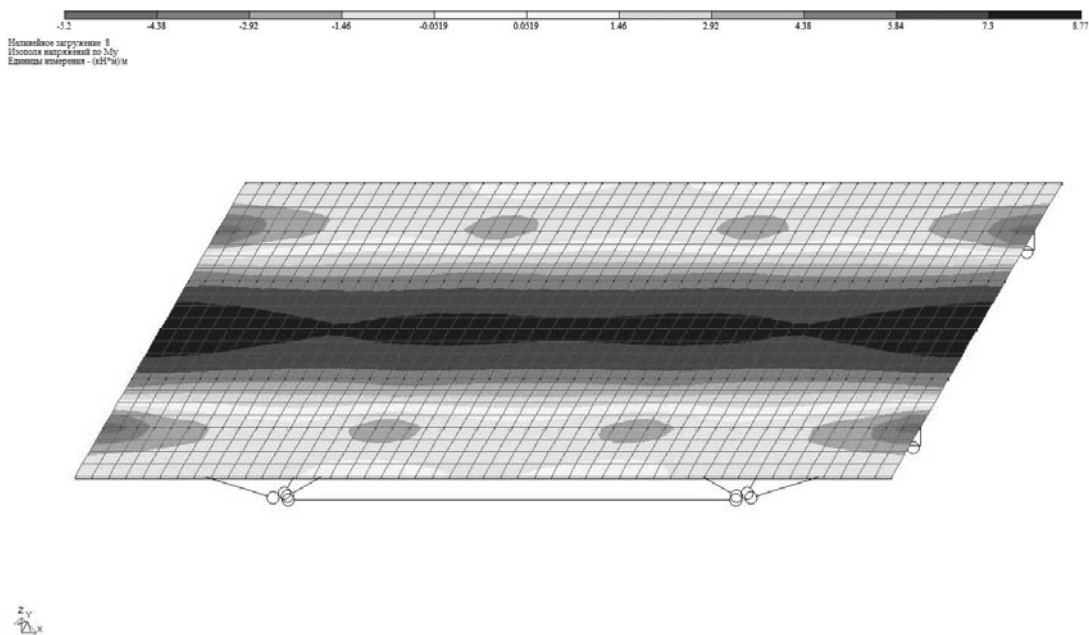


Рис.3.22. Схема розподілу згинального моменту M_y у плиті на прикладі КСБ-3

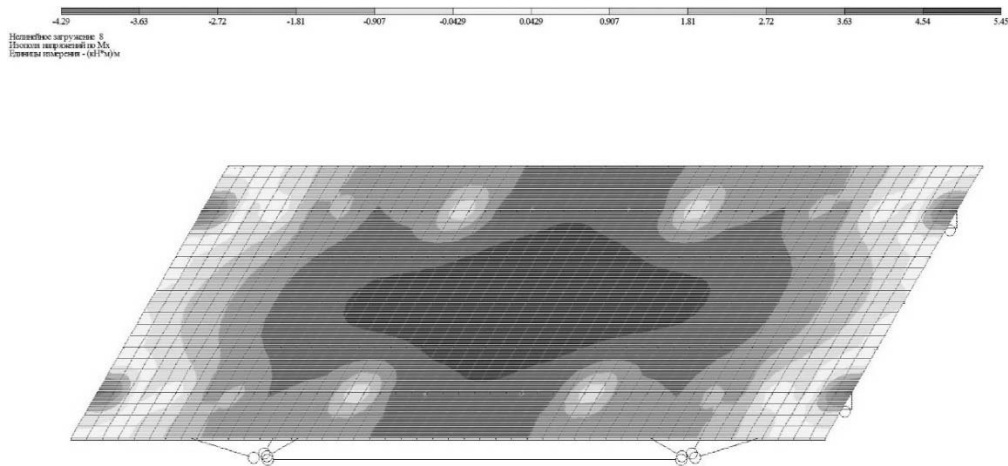


Рис.3.23. Схема розподілу згинального моменту M_x у плиті на прикладі КСБ-3

Також приймали спосіб моделювання конструкції як перехресно-ребристої. В данному випадку плиту приймали як балки відповідної ширини, а сталезалізобетонний пояс задавався числовим значенням. Його жорсткість рахували відповідно до рекомендації ДБН В.2.6-160:2010 «Сталезалізобетонні конструкції» за прийнятою шириною полицки.

Загальний характер епюри згинальних моментів, розрахований за такою моделлю, зображений на рис.3.24.

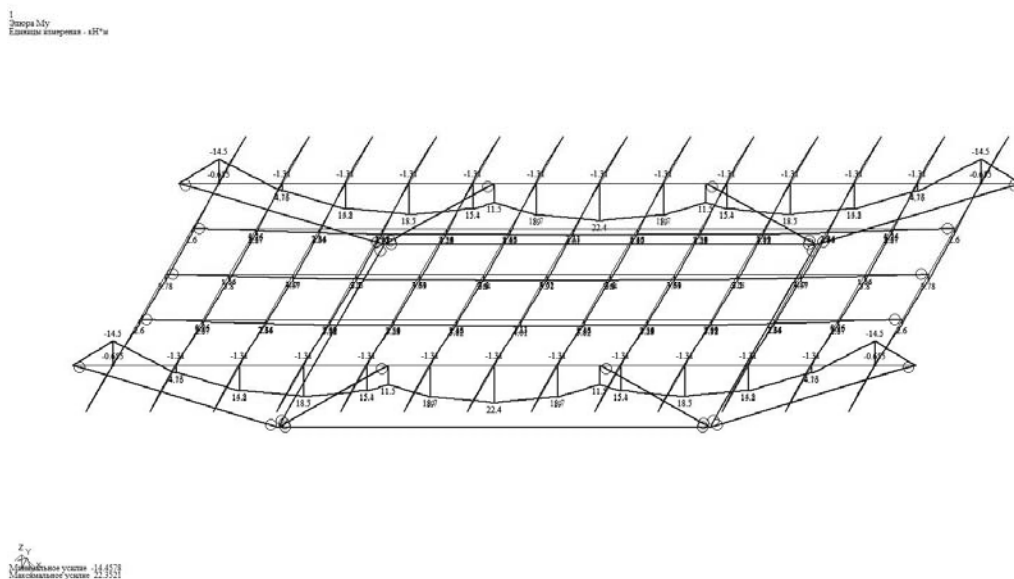


Рис.3.24. Характер епюри згинальних моментів M_y у стержнях перехресно-ребристої системи на прикладі КСБ-1

Порівняння теоретичних і експериментальних прогинів досліджуваних конструкцій зведені в табл.3.2. Прогини знаходили за формулою:

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3, \quad (12)$$

де $\delta_1 \dots \delta_3$ – переміщення вузлів сталезалізобетонної шпренгельної конструкції відповідно на першій ... третій стадіях.

Табл.3.2.

Експериментальні та теоретичні прогини конструкцій

	Шифр	Ступені навантаження	Прогин експериментальний, мм	Прогин теоретичний, мм	Збіжність результатів, %
1	КСБ-1	1	2.43	2.46	1.23
2		2	3.63	3.68	1.38
3		3	4.52	4.91	8.63
4		4	7.35	7.37	0.27
5		5	9.51	9.83	3.36
6		6	11.97	12.28	2.59
7		7	14.32	14.74	2.93
8		8	17.01	17.19	1.06
9	КСБ-2	1	2.03	2.14	5.42
10		2	3.12	3.21	2.88
11		3	4.11	4.38	6.57
12		4	6.37	6.43	0.94
13		5	8.24	8.57	4.00
14		6	10.52	10.71	1.81
15		7	12.75	12.85	0.78
16		8	14.87	14.99	0.81
17	КСБ-3	1	2.03	2.18	7.39
18		2	3.12	3.27	4.81
19		3	4.35	4.36	0.23
20		4	6.19	6.54	5.65
21		5	8.52	8.72	2.35
22		6	10.84	10.9	0.55
23		7	12.89	13.08	1.47
24		8	15.02	15.26	1.60

3.5. Висновки до розділу 3

1. Розроблена програма експериментальних досліджень для проведення випробувань трьох типів зразків з різною формою монолітної залізобетонної плити, що дозволила дослідити міцність, деформативність та тріщиностійкість згідно із завданнями досліджень.
2. Проведено аналіз результатів експериментальних даних трьох дослідних конструкцій, прольотом 6 м з різним типом плити перекриття.
3. Побудовано графіки залежності напружень та деформацій від ступінчато прикладеного навантаження для всіх дослідних конструкцій.
4. Досліджено експериментальним шляхом тріщиностійкість сталезалізобетонних конструкцій з різним типом монолітної плити перекриття. Встановлено, що найбільша ширина розкриття тріщин склала $a_{crc} = 0,51\text{мм}$.
5. Характер тріщиноутворення, який отриманий в ході проведення експерименту, показує, що процес руйнування відбувся в перерізах залізобетонної монолітної плити при її роботі в короткому напрямку.
6. Обчислені за методикою норм проектування сталезалізобетонних конструкцій параметри деформативності та тріщиностійкості дослідних зразків дають задовільну збіжність з експериментальними даними (85...95%), тому дана методика розрахунку може бути прийнята для подальшого використання.

РОЗДІЛ 4. ЗАСТОСУВАННЯ КОМБІНОВАНИХ МЕТАЛЕВИХ СИСТЕМ, ОБ'ЄДНАНИХ У СУМІСНУ РОБОТУ ЗІ ЗАЛІЗОБЕТОННОЮ ПЛИТОЮ ПЕРЕКРИТТЯ ПРИ РОЗРОБЦІ ПРОЕКТІВ БУДІВНИЦТВА ТА РЕКОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД.

Результати теоретичних досліджень та виконаний експеримент комбінованих металевих систем, об'єднаних в сумісну роботу зі залізобетонною плитою, дозволили застосовувати конструкції даного типу в перекриттях громадських будівель.

4.1. Сталезалізобетонне перекриття при реконструкції будівлі виробничого корпусу «Бізнес-центр «Підзамче» по вул. Б.Хмельницького, 176 у м. Львові.

При виконанні даного проекту ставили завдання влаштувати перекриття у вже існуючому приміщенні, висотою до підкрюк'яних конструкцій 6,5м. У зв'язку з цим загальна товщина конструкцій перекриття не могла бути більшою за 850мм. Також в тілі перекриття мали проходити вентиляційні канали.

Будинок за конструктивною схемою каркасний, з несучим збірним залізобетонним каркасом. Крок колон – 12х18м. Оскільки додаткове перекриття влаштовували в крайньому прольоті будівлі, використовувались фахверкові колони з одного боку, з іншого влаштовували ряд додаткових колон – з кроком 6м.

Для порівняння економічної доцільності використання запропонованого варіанту проведено розрахунок конструкцій перекриття, прольотом 11,5м, з кроком головних балок перекриття 3 м і навантаженням 10 кН/м², у трьох варіантах несучих конструкцій: звичайної металевої балки (варіант I), металевої шпренгельної конструкції (МШК) (варіант II) і сталезалізобетонної шпренгельної конструкції (СЗШК) (варіант III).

Перекриття в усіх варіантах прийнято монолітне, товщиною 100мм по металевих балках з кроком 1,5м. Загальна товщина конструкцій перекриття, згідно архітектурно-планувальних вимог, не повинна перевищувати 850 мм.

Згідно проведених розрахунків для I-го варіанту за I-ю та II-ю групами граничних станів підібрано металеву прокатну балку – двотавр №60. Її вага складає 1625 кг.

Розрахункова схема МШК (варіант II), зображена на рис.4.1. Характерними особливостями такої конструкції був жорсткий верхній пояс, що, зазвичай, складається з прокатного двотавра, та елементи підвіски (спарений кутник чи коробчаті профілі). З'єднання балки з підвіскою приймається шарнірним, як для елементів ферми. Верхній жорсткий пояс конструкції працює як балка на пружних опорах, що значно знижує прольотні моменти в конструкції. Підібравши згідно зусиль прокатні профілі, отримали: верхній пояс – двотавр №33, елементи підвіски – зі спарених кутиків: нижня затяжка 110x7мм, крайні підкоси – 90x7 мм, внутрішні – 56x5 мм. Загальна вага даної конструкції складала 886 кг.

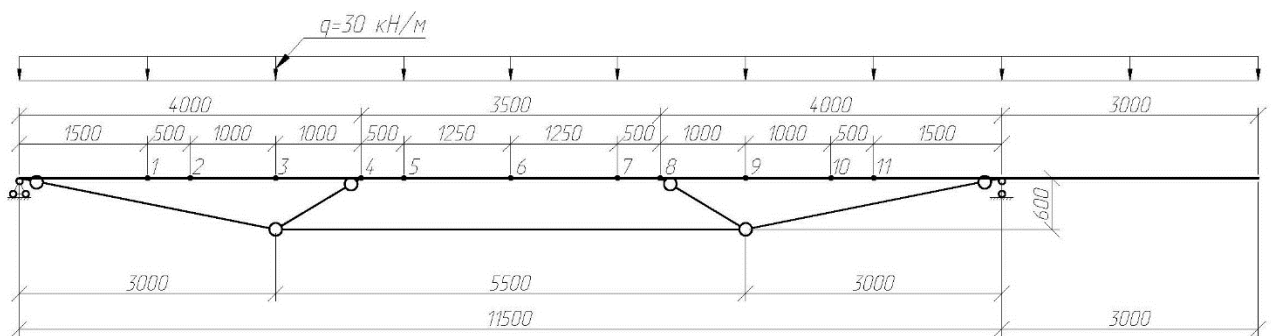


Рис.4.1. Розрахункова схема МШК (варіант II)

Як показує досвід проектування і розрахунку просторових перехресно-ребристих залізобетонних систем, при врахуванні в розрахунках роботи поперечних елементів, досягається зменшення зусилля в основних несучих конструкціях.

Сталезалізобетонна шпренгельна конструкція III-го варіанту перекриття отримується шляхом об'єднання в спільну роботу монолітної залізобетонної плити і металевих конструкцій перекриття. Просторова розрахункова схема

такої системи зображена на рис.4.2. Для забезпечення спільної роботи бетону і металу використано гнучкі петлеві анкери. У зв'язку із перерозподілом зусиль, моменти в балці жорсткості зменшились (рис. 4.4) у порівнянні із варіантом II майже на 25%. Згідно отриманих зусиль конструктивні елементи наступні: верхній пояс – двотавр №27 (рис. 4.3), нижня частина підвіски – кутики 100х7, крайні підкоси – 90х6, внутрішні – 50х5. Загальна вага конструкції складає 743 кг (табл. 4.1).

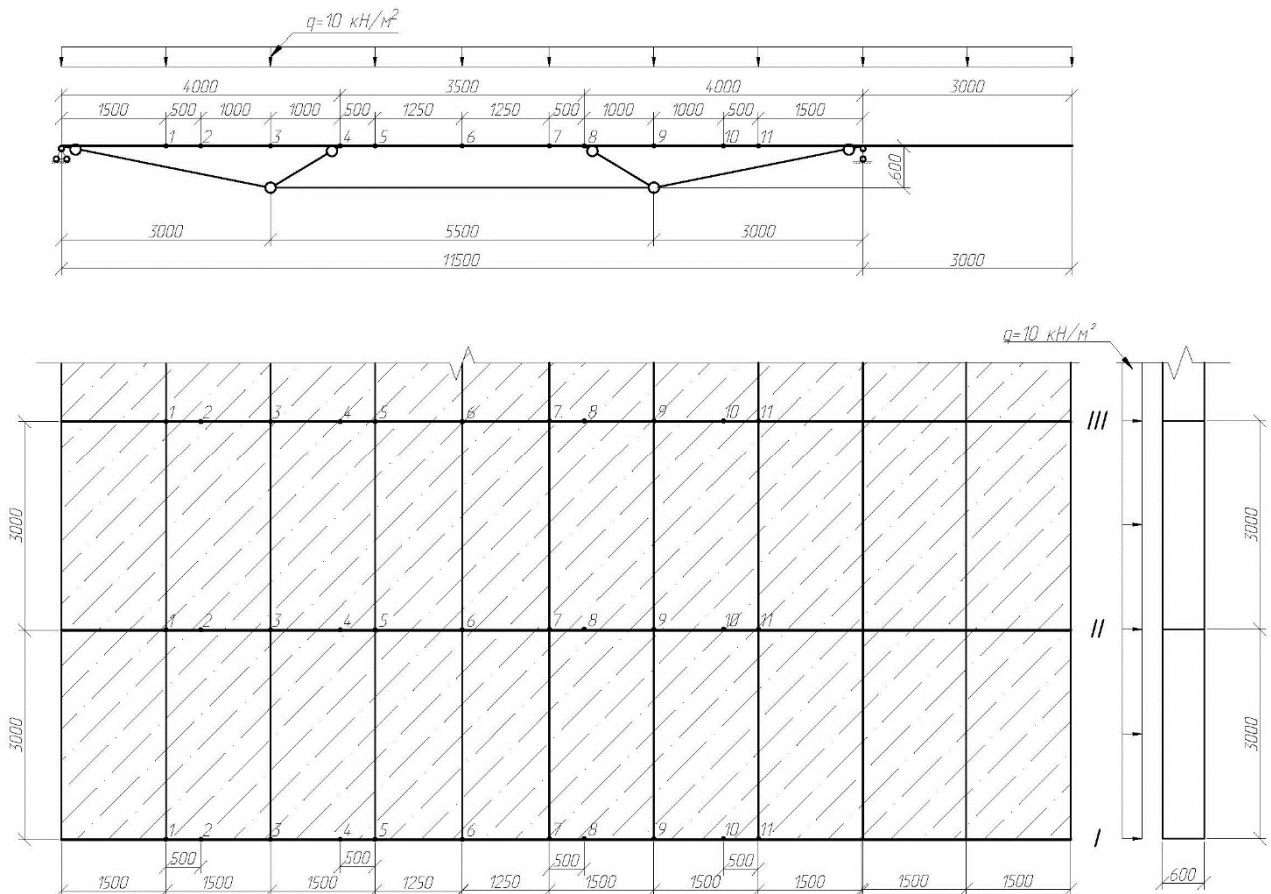


Рис.4.2. Розрахункова схема СЗШК (варіант III)

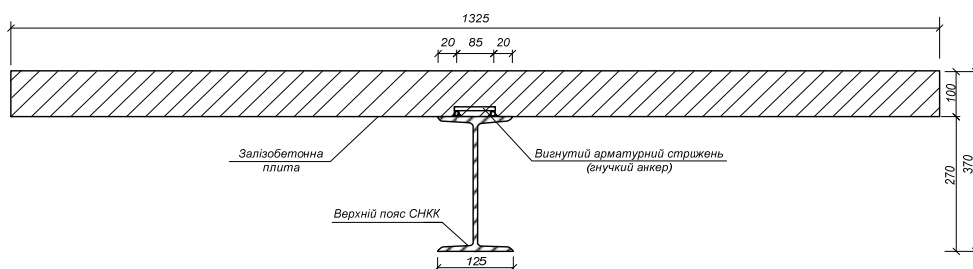


Рис.4.3. Переріз верхнього поясу сталезалізобетонної конструкції III варіанту після бетонування

Специфікація металу на СЗШК

Позначення	Найменування	Кількість шт.	Маса одиниці, кг	Примітка
СЗШК-1	1 I №27 L= 3000 мм	1	94.50	94.5
	2 I №27 L= 6000 мм	1	189.00	189.0
	3 I №27 L= 6000 мм	1	189.00	189.0
	4 L 90x90x6 L= 1630 мм	4	13.58	54.3
	5 L 50x50x5 L= 615 мм	4	2.32	9.3
	6 L 100x100x7 L= 5125 мм	2	55.35	110.7
	7 - 170 x 10 x 640 мм	2	8.54	17.1
	8 - 260 x 10 x 500 мм	4	10.21	40.8
	9 - 165 x 10 x 500 мм	4	6.48	25.9
	10 - 60 x 10 x 130 мм	2	0.61	1.2
Маса наплавленого металу		1.5 %		10.98
ВСЬОГО				742.79

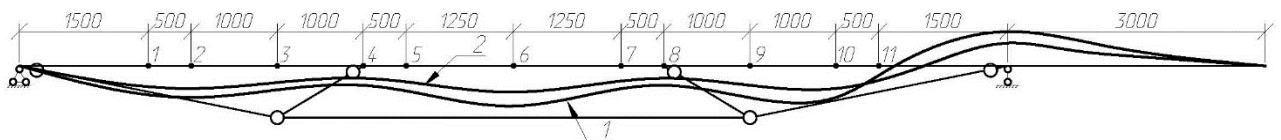


Рис.4.4. Епюри моментів в верхньому поясі конструкції: 1 – для МШК, 2 – для СЗШК.

При дії рівномірно розподіленого навантаження на шпренгельну конструкцію, у верхньому поясі виникають згинальні та стискаючі зусилля. Вони сприймаються верхньою полчкою сталюого двотавра (для МШК, II-ий варіант, рис. 4.5), а також залізобетонною плитою (для СЗШК, III-ий варіант, рис. 4.6). Оскільки плита армована, вона може сприймати і зусилля розтягу, наприклад, при наявності консолей чи нерозрізної конструкції, однак для цього слід передбачати додаткову арматуру.

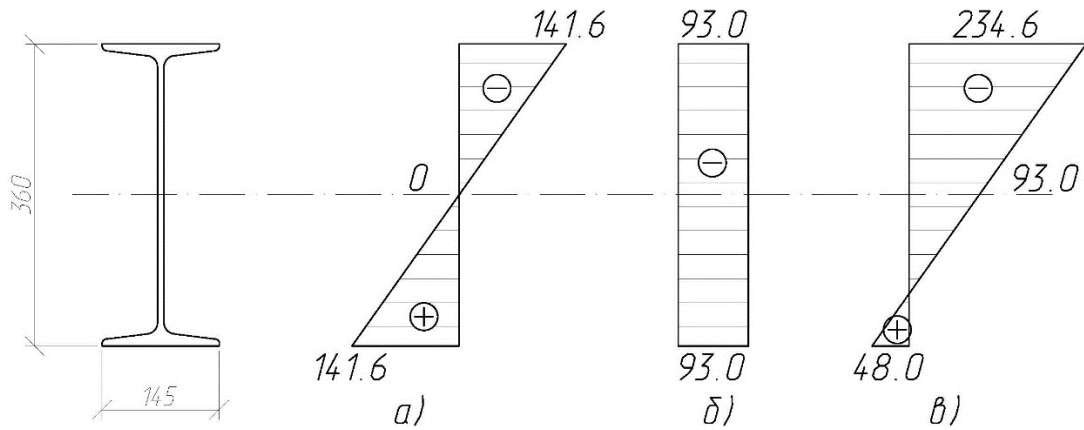


Рис.4.5. Епюри напружень в перерізі верхнього поясу МШК по середині прольоту, МПа: а) від дії згинальних моментів; б) від поздовжньої сили; в) сумарна епюра.

Розкріпленням з площини дії зусилля у верхньому поясі служать другорядні металеві балки та залізобетонна плита перекриття. По нижньому поясу встановлені металеві зв'язки, закріплені у вузлах решітки.

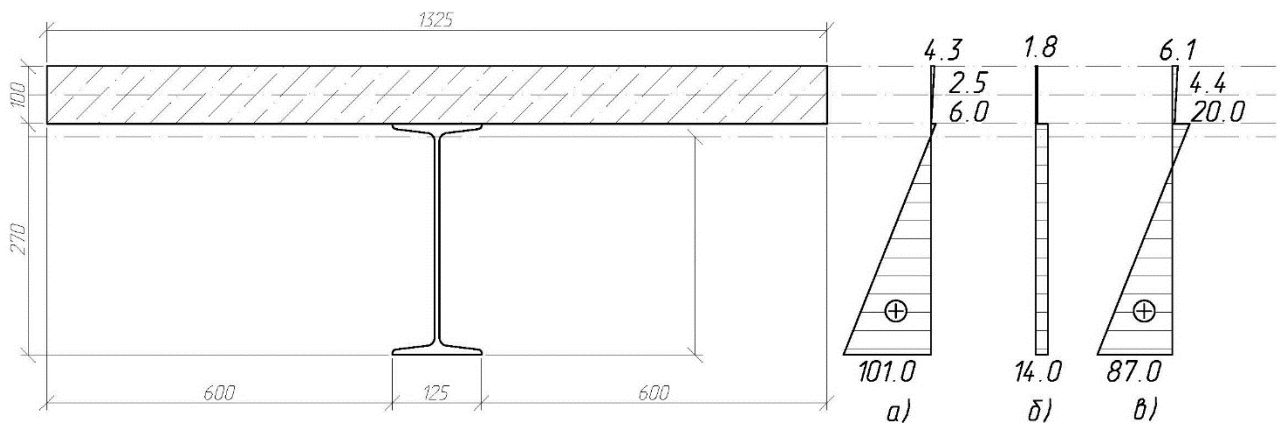


Рис.4.6. Епюри напружень у перерізі верхнього поясу СЗШК по середині прольоту (приведений переріз), МПа: а) від дії згинальних моментів; б) від поздовжньої сили; в) сумарна епюра.

Як показали розрахунки, сталезалізобетонна шпренгельна конструкція перекриття більш, як вдвічі, легша від звичайної прокатної сталеві балки і на 16% – від металеві шпренгельної конструкції.

Конструкція додаткового перекриття зображена на рис. 4.7, 4.8.

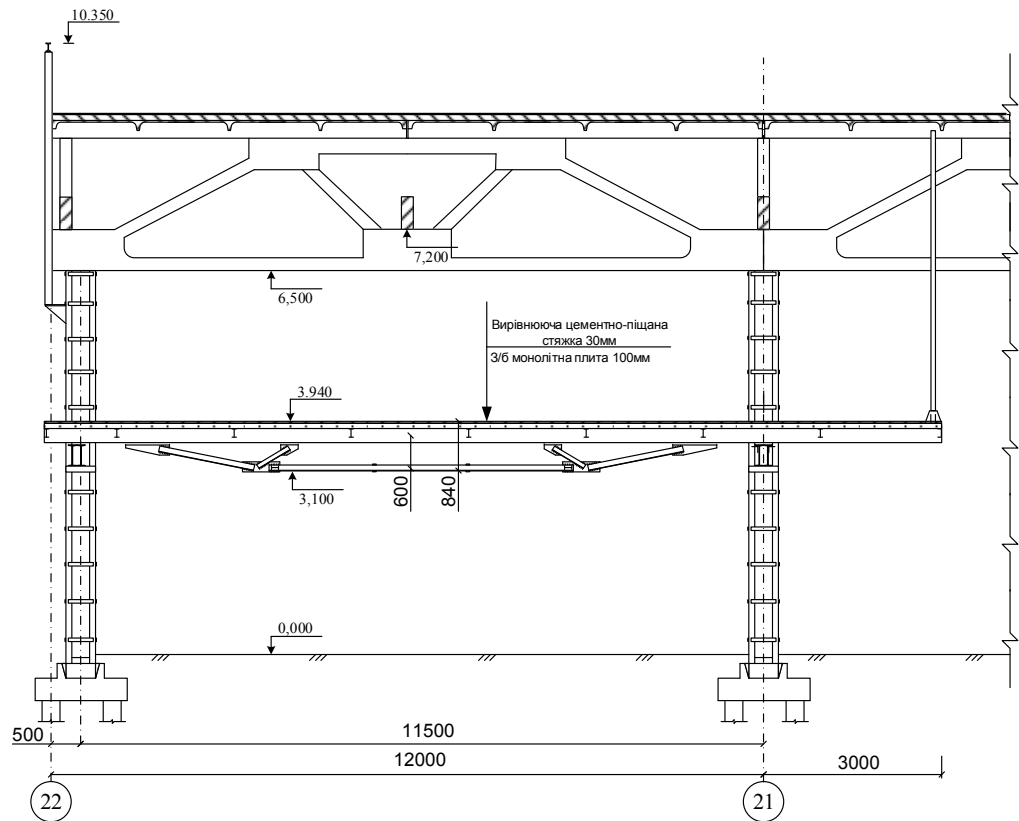


Рис.4.7. Головна несуча конструкція сталезалізобетонного перекриття, прольотом 11,5 м



Рис.4.8. Металева комбінована конструкція перекриття в процесі влаштування на будівлі ТЗОВ «Лемберг» по вул. Б.Хмельницького в м. Львові

Отже, за результатами проведених теоретичних досліджень встановлено:

- недонапруження перетинів сталезалізобетонної комбінованої конструкції в порівнянні з МШК дає можливість зменшити січення верхнього поясу до 25%;
- економічний ефект використання СЗШК в порівнянні з МШК складає 16%, з двотавровою металевою балкою – 21%.

4.2. Сталезалізобетонне перекриття по металевих шпренгельних конструкціях будівлі мережі «Sport Life» по вул. Зубрівській, 38 у м. Львові.

При виконанні проекту будівлі мережі «Sport Life» по вул. Зубрівській, 38 у м. Львові прийнято рішення застосувати сталезалізобетонне перекриття, прольотом 12 м з використанням металевих шпренгельних конструкцій.

За конструктивною схемою будівля каркасна, з несучими сталобетонними колонами. Сталезалізобетонне шпренгельне перекриття в даній споруді виконували по металевому профільованому настилі в якості опалубки.

Металеві шпренгельні конструкції виконували з нерозрізним 3-пролітним верхнім поясом (рис.4.9-4.11, табл. 4.2) та встановлювали з кроком 6 м. Монолітне перекриття виконували по верху металевих балок.

Для забезпечення спільної роботи бетону і металу використано гнучкі петлеві анкери.

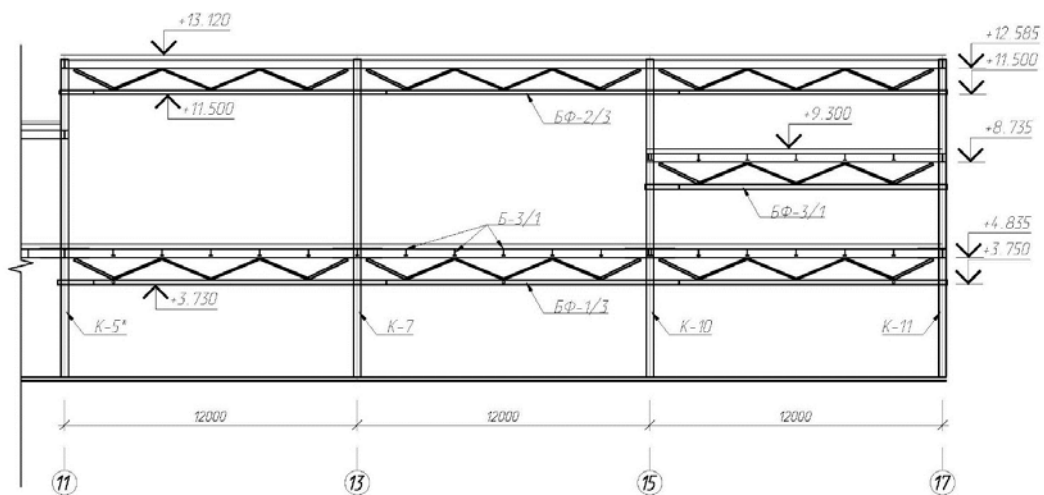


Рис.4.9. Сталезалізобетонне перекриття, прольотом 12 м

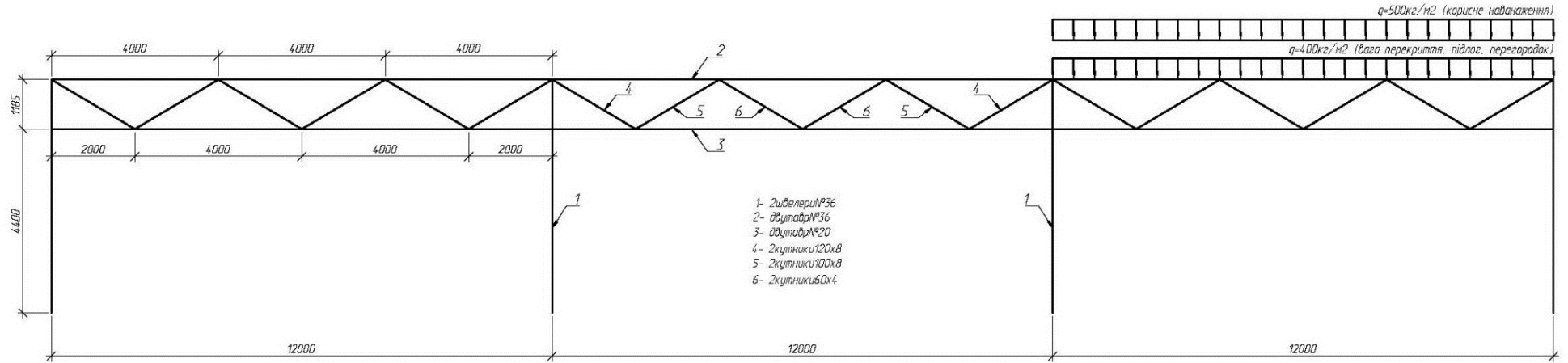


Рис.4.10. Розрахункова схема 3-пролітної металеві шпренгельної конструкції

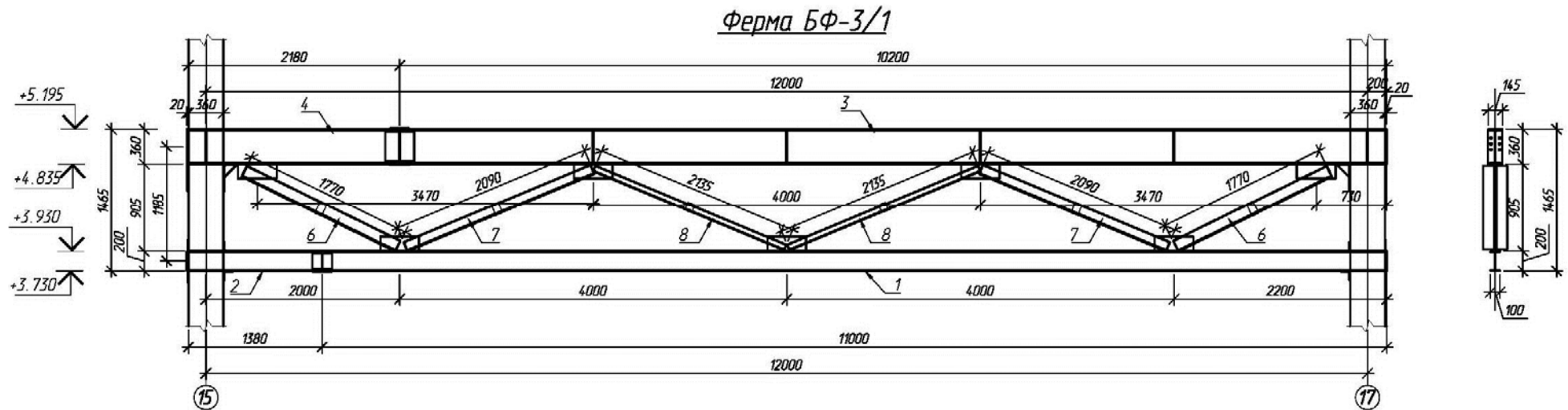


Рис.4.11. Робоче креслення шпренгельної конструкції, прольотом 12 м

Специфікація металу на ферму БФ-3/1

Позначення	Найменування	Кількість шт.	Маса одиниці, кг	Примітка
БФ-3/1	1 I №20 L= 3000 мм	1	63.00	63.0
	2 I №20 L= 6000 мм	1	126.00	126.0
	3 I №36 L= 9840 мм	1	478.22	478.2
	4 I №36 L= 1820 мм	1	88.45	88.5
	6 L 120x120x8 L= 1770 мм	4	26.11	104.4
	7 L 100x100x8 L= 2090 мм	4	22.57	90.3
	8 L 60x60x4 L= 2135 мм	4	7.90	31.6
	9 - 200 x 10 x 700 мм	3	10.99	33.0
	10 - 300 x 10 x 700 мм	4	16.49	65.9
	11 - 250 x 10 x 300 мм	4	5.89	23.6
	12 - 150 x 10 x 200 мм	4	2.36	9.4
	Маса наплавленого металу		1.5 %	
ВСЬОГО				1130.58

Як показують результати розрахунку, у зв'язку із збільшенням жорсткості верхнього поясу включенням в роботу з залізобетонної плити (рис. 4.12), переріз металевої балки можна зменшувати, що дає економічний ефект, не зменшуючи при цьому несучої здатності.

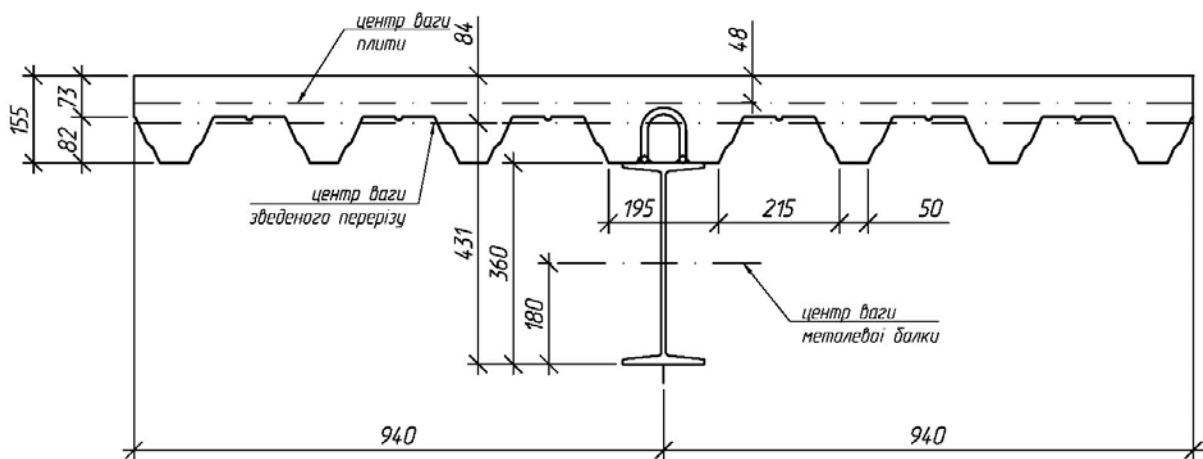


Рис.4.12. Сталезалізобетонний верхній пояс шпренгельної конструкції

Проведено порівняння ефективності техніко-економічних показників сталезалізобетонної конструкції із металевою шпренгельною конструкцією та звичайною металевою балкою для використання як несуча конструкція перекриття. Як показали результати досліджень, економічний ефект

використання СЗШК в порівнянні з МШК становить 17%, а з металевою двотавровою балкою – 23%.

За результатами проведених теоретичних досліджень встановлено:

- оскільки у верхньому поясі статично невизначених комбінованих конструкцій виникають значні стискаючі зусилля, підвищується ефективність використання сталезалізобетонного перерізу.

- комбіновані металеві конструкції мають більшу несучу здатність на стадії монтажу (до включення бетону в роботу сталезалізобетонного перерізу) у порівнянні із звичайною балкою, що дозволяє перекривати більші прольоти з економією металу.

- як показали техніко-економічні розрахунки, сталезалізобетонна конструкція має переваги у порівнянні із аналогічною металевою, що призводить до загального здешевлення будівництва приблизно на 12%.

Загальний вигляд шпренгельних конструкцій перекриття зображено на рис. 4.13.



Рис.4.13. Вигляд знизу на конструкцію сталезалізобетонного перекриття, прольотом 12 м

4.3. Металеві шпренгельні конструкції в складі комбінованого сталезалізобетонного перекриття будівлі відпочинкового корпусу ТзОВ «Трускавецьінвест» у м. Трускавці.

В даному проекті сталезалізобетонне перекриття було застосоване для прольотів 10 м та 18 м.

За конструктивною схемою будівля каркасна, з несучими металевими колонами, заповненими бетоном. Перекриття – монолітне сталезалізобетонне. В якості головних балок застосовано металеві шпренгельні конструкції, прольотами 10 та 18м. Їхній крок складав 6м. Монолітна залізобетонна плита виконувалась товщиною 100мм з бетону класу С25/30 по другорядних металевих балках з кроком 1,2 м. Для забезпечення спільної роботи бетону і металу використано гнучкі петлеві анкери.

Просторову роботу комбінованих конструкцій забезпечувалась другорядними металевими балками та монолітною плитою у верхній частині та поперечними горизонтальними або похилими металевими зв'язками у вузлах підвіски – у нижній.

Перша частина будівлі запроектована за схемою 10+10+10 м. В якості несучих конструкцій перекриття запропоновані сталезалізобетонні шпренгельні конструкції (СБШК) прольотом 10 м (рис.4.14). Розрахункове навантаження на перекриття складає 8 кН/м².

На першій стадії проектування, згідно розробленої методики розрахунку просторових сталезалізобетонних шпренгельних конструкцій, були розраховані геометричні та пружні параметри їх елементів (див рис.4.15). Критерієм розрахунку було досягнення в елементах рівнонапруженого стану, при якому витрати матеріалів були мінімальними.

Плитно-балкова конструкція на кінцевому етапі її влаштування складається з нерозрізної сталезалізобетонної трьохпрольотної поздовжньої балки, опертої на опори, і $m=15$ стержнів підвіски в нижній частині, які об'єднують балку в комбіновану шпренгельну систему (рис.4.15). Прийmemo, що нейтральні осі балки жорсткості паралельні до площини XOY .

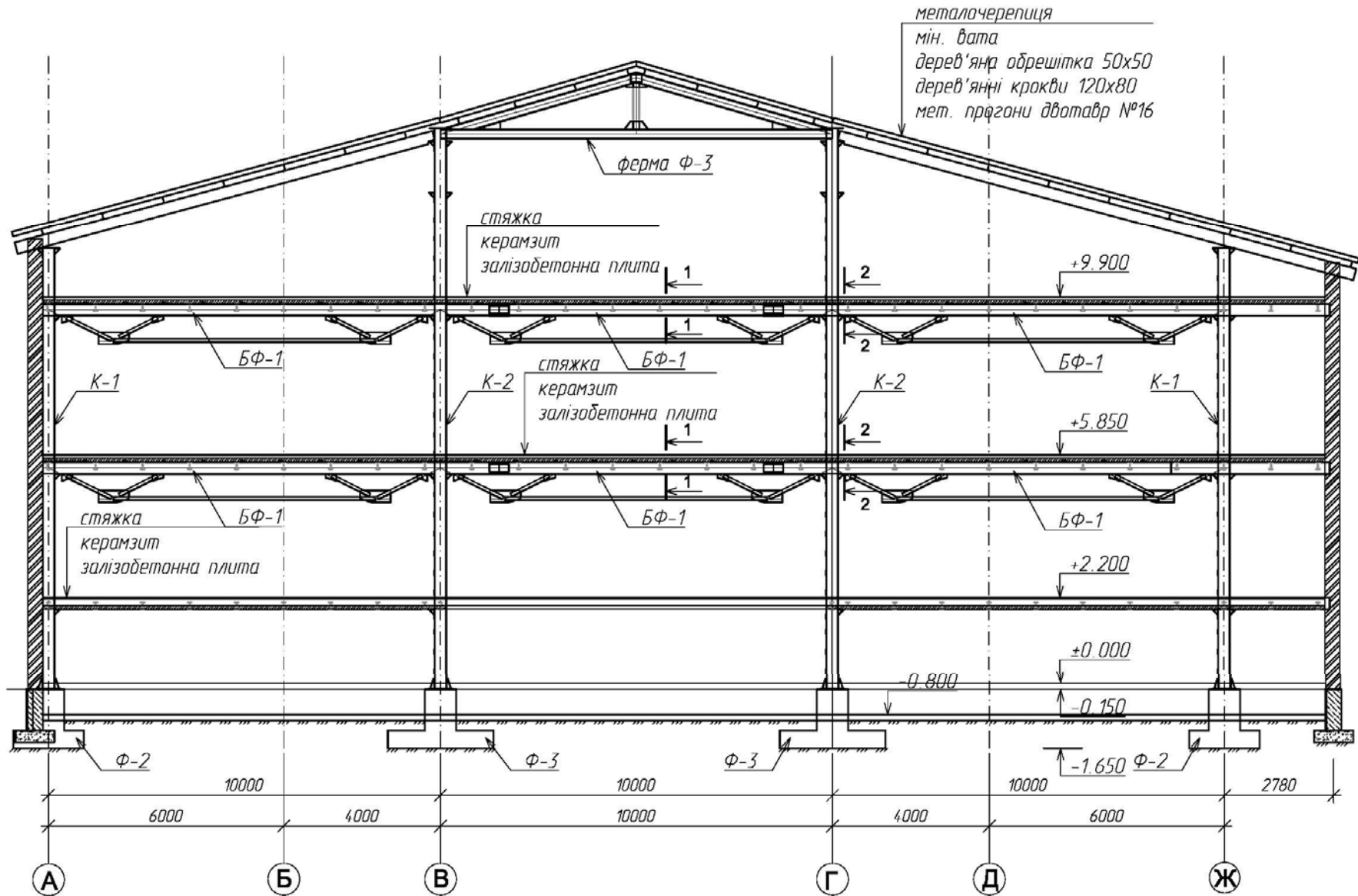


Рис.4.14. Поперечний переріз будівлі відпочинкового корпусу (проліт 10м)

В прийнятій моделі розрахунку стержневу систему представляємо нейтральними осями окремих елементів, які збігаються з їхніми геометричними осями. Прийнята початкова жорсткість стержня в статичній схемі відповідає початковій жорсткості перерізу реального елемента.

Розрахункову модель шпренгельної сталезалізобетонної конструкції представимо у вигляді системи взаємодіючих балок верхнього поясу в деформованому стані як на жорстких опорах, так і на пружно-осідаючих, якими служать вузли кріплення елементів підвіски нижнього поясу. Вважатимемо, що в пружно-осідаючій опорі переміщення пропорційне діючому на неї тиску.

Згідно отриманих розрахунків встановлено перерізи елементів металевої комбінованої конструкції та їх напружено-деформований стан (рис.4.15). При проведенні розрахунків встановлено, що зміна положення розкосів нижньої частини практично не впливає на зміну величини прольотних моментів, а для досягнення рівномоментного стану необхідно було збільшити висоту конструкції між нейтральними осями. Однак це суперечило вимогам архітектурного проектування.

Наступним етапом розрахунків був розрахунок перекриття за нерозрізною трьохпрольотною схемою роботи (стадія 0). За такою схемою роботи в нерозрізній комбінованій конструкції від навантаження 48 кН/м виникають на проміжних опорах також від'ємні згинальні моменти і перенапруження на ділянках проміжних опор й середньої частини балки жорсткості. Для сприйняття напружень запропоновано влаштувати накладки з пластин для забезпечення нерозрізності верхнього поясу в межах трьох прольотів. (рис.4.16). Специфікацію наведено у табл. 4.3.

Таблиця 4.3.

Специфікація металу на ферму СК-1

Позначення	Найменування	Кількість шт.	Маса одиниці, кг	Примітка
СК-1	1 I №30 L= 10300 мм	1	375.95	376.0
	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 А400С 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
Маса наплавленого металу		1.5 %		11.18
ВСЬОГО				756.85

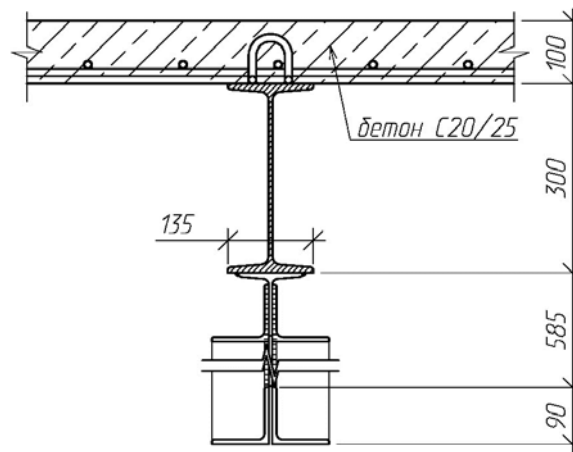


Рис.4.16. Переріз шпренгельної сталезалізобетонної конструкції перекриття після бетонування, прольотом 10 м.

Таким чином верхній пояс сталезалізобетонної трьохпрольотної шпренгельної конструкції по довжині є балкою зі змінною по довжині жорсткістю. В результаті набору міцності бетоном в крайніх прольотах поперечні перерізи балок в цих прольотах з металевих перетворюються в сталезалізобетонні, жорсткісні характеристики яких значно перевищують початкові. В даному випадку зміщується положення математичної осі перерізів в сталезалізобетонній конструкції.

Розрахункова схема такої складної конструкції представляє собою нерозрізну комбіновану сталезалізобетонну шпренгельну конструкцію зі змінною за довжиною жорсткістю з врахуванням зміни положення за вертикаллю математичної осі. Величинами положення математичної осі є отримані в ході попереднього розрахунку значення вертикальних переміщень характерних вузлів конструкції.

Як показують проведені поетапно розрахунки, перетворення верхнього поясу шпренгельної конструкції в нерозрізну сталезалізобетонну дозволяє зменшити величину металевої балки. Разом з тим дещо збільшуються перерізи нижньої підвіски ферми, але їх затрати з економічної точки зору є незначними в порівнянні з рештою конструкції.

Як бачимо, за результатами проведених теоретичних досліджень встановлено:

- при проведенні розрахунків за однопролітною розрахунковою схемою в окремих елементах металевої комбінованої конструкції від навантаження 48 кН/м виникають напруження, більші розрахункового опору. Для збільшення несучої здатності необхідно збільшувати переріз балки верхнього поясу або висоту шпренгельної конструкції;

- при проведенні розрахунків за нерозрізною розрахунковою схемою (стадія 0) у верхньому поясі металевої комбінованої конструкції від навантаження 48 кН/м виникають перенапруження (більше 10 %);

- розрахунок комбінованої конструкції як багатопрольотної сталезалізобетонної шпренгельної показує, що максимальні напруження виникають в приопорних ділянках. Дані напруження (зусилля) в достатній мірі сприймуться металевою балкою та залізобетонною плитою і запас міцності складає 2.5%. Разом з тим в середній частині середнього прольоту максимальні напруження становлять 75 % від допустимих;

- недонапруження перерізів сталезалізобетонної конструкції дає можливість зменшити переріз металевої балки верхнього поясу на 25%.



Рис.4.18. Сталезалізобетонне перекриття будівлі відпочинкового корпусу ТзОВ «Трускавецьінвест» на стадії бетонування (проліт 10м)



Рис.4.19. Сталезалізобетонне перекриття будівлі відпочинкового корпусу ТзОВ «Трускавецьінвест» на стадії бетонування (проліт 10м)

4.3. Висновки до розділу 4

1. Теоретичні дослідження показали, що напруження в перерізах сталезалізобетонної шпренгельної конструкції є на 25% меншими у порівнянні з аналогічною металевою конструкцією.
2. В перелічених варіантах вага сталезалізобетонних конструкцій перекриття на 12-15% менша від аналогічних металевих конструкцій.
3. В зв'язку з економічною ефективністю сталезалізобетонного перекриття показано варіанти його застосування в громадських будівлях для перекриття прольотів 10 – 18 м.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

Дисертація є закінченою науково-дослідною роботою, в якій вирішено науково-прикладне завдання з вдосконалення розрахунку та проведення експериментальних досліджень просторових шпренгельних сталезалізобетонних систем, що знайшло відображення в наступному:

1. В роботі запропонована математична модель, алгоритм і програма розрахунку сталезалізобетонних шпренгельних комбінованих 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 сталезалізобетонних шпренгельних конструкцій теоретично досліджено міцність і деформативність елементів конструкцій під дією симетричного і несиметричного навантаження.

3. Виконано експериментальні дослідження комбінованих металевих систем, об'єднаних у сумісну роботу з залізобетонною плитою різної форми: звичайною плоскою, ребристою поперек та вздовж металевих шпренгельних конструкцій.

4. Визначено залежність міцності та деформативності металевих шпренгельних статично невизначених конструкцій, об'єднаних у сумісну роботу з залізобетонною плитою, від її форми. Збіжність результатів з теоретичними складає 85...95%.

5. Досліджено експериментальним шляхом тріщиностійкість сталезалізобетонних конструкцій з різним типом монолітної плити перекриття. Встановлено, що найбільша ширина розкриття тріщин склала $a_{crc} = 0,51$ мм.

6. Характер тріщиноутворення, який отриманий в ході проведення експерименту, показує, що процес руйнування відбувся в перерізах залізобетонної монолітної плити при її роботі в короткому напрямку.

7. Нормальні напруження в перерізах балки жорсткості сталезалізобетонної шпренгельної конструкції є на 25% меншими у порівнянні з аналогічною металевою шпренгельною конструкцією. В перелічених варіантах ефективність використання сталезалізобетонних шпренгельних систем перекриття на 12-15% більша від аналогічних металевих шпренгельних конструкцій.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Айрумян Э. Л. Экспериментальные исследования и особенности работы различных видов настила в сталебетонных перекрытиях / Айрумян Э. Л., Беляев В. Ф., Григорьева И. А. // Железобетонные конструкции с внешним армированием профилированным стальным настилом: тез. докл. науч. семинара. – Челябинск, 1983. – С. 18-38.
2. Алехин В.Н. Проектирование сталежелезобетонных перекрытий на основе САПР /В.Н. Алехин, В.Ю. Балугев// Строительство и образование. Сб. науч. тр. – Екатеринбург: УГТУ-УПИ. – 2003, – выпуск 6, том 2. – С. 38-41.
3. Аметов Ю. Г. Вплив режиму навантаження і тривалого витримування під навантаженням на несучу здатність сталебетонних балок: автореф. дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01 / Ю.Г. Аметов. – К., 2003. – 20 с.
4. Аньшин Л.З. Сталежелезобетонные конструкции перекрытий и покрытий гражданских зданий /Л.З. Аньшин// Промышленное строительство, – 1979, – № 5, – С. 14-15.
5. Бабич Є. М. Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок із використанням деформаційної моделі /Є. М. Бабич, В.Є. Бабич, В. В Кавицький// – Рівне, 2005. – 37 с.
6. Бабич В. Є. Практичний метод розрахунку прогинів залізобетонних балок за ДСТУ Б В.2.6 – 156:2010 /В.Є. Бабич// Комунальне господарство міст: наук.-техн. зб. – Х.: ХНУМН ім. О. М. Бекетова, 2011. – № 101. – С. 532-540.
7. Байков В. Н. Железобетонные конструкции /В.Н. Байков, Э. Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
8. Бамбура А. Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе /А.Н. Бамбура, А.Б.Гурковский// Будівельні конструкції: міжвідомч. наук.-техн. зб. – К.: НДІБК, 2003. – Вип. 59, Кн. 1. – С. 121-130.

9. Барабаш В. М. Исследование сталебетонных и сталекерамзитобетонных балок с внешней листовой арматурой гладкого и периодического профиля: автореф. дис. канд. техн. наук / В. М. Барабаш. – К., 1977. – 22 с.
10. Барашиков А. Я. Проблеми розвитку залізобетону в Україні / А.Я. Барашиков // Будівельні конструкції: міжвідомч. наук.-техн. зб. – К.: НДІБК, 2003. – Вип. 59, Кн. 1. – С. 17-25.
11. Барашиков А. Я. Спрощені розрахунки несучої здатності нормальних перерізів згинальних елементів за деформаційною моделлю /А.Я. Барашиков, І.В.Задорожнікова// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди: зб. наук. статей. – Рівне: НУВГП, 2005. – Вип. 12. – С. 109-115.
12. Беленя Е.Н., Стрелецкий Н.Н. Металлические конструкции. Специальный курс / Е.Н. Беленя, Н.Н. Стрелецкий. – Москва: Стройиздат, 1991. – 687 с.
13. Белуцкий И.Ю. Оценка взаимодействия железобетонной плиты и металлических балок как основа определения остаточного резерва прочности материалов эксплуатируемых сталежелезобетонных пролетных строений /И.Ю. Белуцкий// Известия вузов. Строительство, 2003, № 1, С. 69-73.
14. Белый Г.И. О расчете пространственно-деформируемых стержневых элементов конструкций /Г.Е. Белый// Металлические конструкции и сооружений: Межвуз. темат. сб. тр. ЛИСИ. – Л., 1981. – С. 48-55.
15. Берестянська С. Ю. Напружено-деформований стан сталебетонних плит при силових і температурних впливах : автореф. дис. ... канд. техн. наук /С.Ю. Берестянська. – Харків, 2002. – 23 с.
16. Бліхарський З.Я. Реконструкція та підсилення будівель та споруд /З.Я. Бліхарський// – Львів: Вид-во Львівської політехніки, 2008. – 106 с.
17. 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.

18. Бобало Т. В. Міцність та деформативність сталобетонних балок, армованих високоміцною стержневою арматурою в поєднанні з стрічковою: автореф. дис. канд. техн. наук /Т.В. Бобало – Львів, 2012. – 21 с.
19. Бондаренко В. М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона /В. М. Бондаренко. – Харьков: Изд-во Харьк. ун-та, 1968. – 324 с.
20. Будівельна механіка та металеві конструкції: [підруч. для студентів вищ. техн. навч. закл.] /В.А. Баженов, О.Ф. Дащенко, Л.В. Коломієць, О.В. Ухов// – О.: Астропринт, 2001. – 432 с.
21. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона : ДСТУ Б В. 2.7-217:2009 – К. : М-во регіон. розвитку та будівництва України, 2010. – 15 с.
22. Будівельні матеріали. Цементи загальнобудівельного призначення. Технічні умови : ДСТУ Б В.2.7-46-96. К.: Держком-містобудування України, 1996. – 21 с.
23. Будівельні матеріали. Пісок щільний природний для будівельних матеріалів, виробів, конструкцій і робіт. Технічні умови : ДСТУ Б В.2.7-32-95 . – К. : Держкоммістобудування України, 1996. –13 с.
24. Бурчєня С. П. Робота сталобетонних балок, армованих просічно-витяжним листом, виготовлених із бетонів різних класів /С.П. Бурчєня, І.М. Добрянський// Будівництво України. – 2014. – № 1. – С. 18-21.
25. Васильєв А.П. Перекрытия по стальному профилированному настилу. -Сб. науч. тр. - Москва: НИИЖБ Госстроя СССР, 1983, 77 с.
26. Васильєв А.П., Горшкова В.М., Лазовский Д.Н. Работа профилированного настила в нормальном сечении монолитных плит с комбинированным армированием. // Бетон и железобетон. 1991, № 8, С. 16-18.
27. Ватуля Г. Л. Несуча здатність сталобетонних балок прямокутного перерізу зміцнених сталевим шпренгелем : автореф. дис. на здобуття наук ступеня канд. техн. наук / Г. Л. Ватуля. – Харків, 1999. – 17 с.
28. Вибранець Ю.Ю. Застосування комбінованих сталезалізобетонних конструкцій перекриття будівлі виробничого корпусу [Текст] /І.Г. Іваник,

- С.І. Віхоть, Ю.Ю. Вибранець// Збірник наукових праць «Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій». – Львів: «Каменярь», 2009. – Вип. № 8. – С. 433-439.
29. Вибранець Ю.Ю. Регулювання зусиль в статично невизначеній комбінованій сталезалізобетонній конструкції [Текст] /Л.Г. Іваник, С.І. Віхоть, Ю.Ю. Вибранець// Галузеве машинобудування, будівництво: зб. наук. праць Полтавського НТУ ім. Ю. Кондратюка. – Полтава, 2012. – Вип. 3 (33). – С. 77-81.
30. Вибранець Ю.Ю. Просторовий розрахунок комбінованих сталезалізобетонних систем [Текст] /Л.Г.Іваник, С.І. Віхоть, Ю.Ю. Вибранець, Ю.І. Іваник // Галузеве машинобудування, будівництво: зб. наук. праць Полтавського НТУ ім. Ю. Кондратюка. – Полтава, 2014. – Вип. 3 (42). – С. 86-91.
31. Вироби будівельні бетонні та залізобетонні. Методи випробовування навантажуванням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості: ДСТУ Б В. 2.6-7-95 – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. – 44 с.
32. Віхоть С.І. Міцність і деформативність комбінованих металевих конструкцій з урахуванням раціонального проектування: автореф. дис. канд. техн. наук /С.І. Віхоть – Львів, 2015. – 20 с.
33. Віхоть С.І. Теоретичні дослідження комбінованих стрижневих систем покриття із врахуванням геометричних і жорсткісних параметрів /С.І. Віхоть, Я.І. Іваник, Ю.Ю. Вибранець, Ю.І. Іваник// Вісник національного університету «Львівська політехніка» Теорія і практика будівництва, Львів 2012. – № 742. – С. 35-42.
34. Воронков Р.В., Багатурія Ф.И. Исследование железобетонных перекрытий с внешней профилированной арматурой, // Бетон и железобетон. 1977, № 7, С. 11-14.
35. Временные рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий с использованием стального профилированного настила в

- качестве внешней арматуры и технология соединения профнастила с прогонами. / НИИЖБ, ЦНИИпромзданий. - Москва, 1982, 54 с.
36. Гаврыляк А. И. Деформативность изгибаемых сталебетонных элементов с листовой арматурой периодического профиля при длительном действии нагрузки: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 /Гаврыляк Анатолий Иванович – Л., 1974. – 192 с.
37. Гайдук О. М. Напружено-деформований стан та розрахунок несучої здатності сталебетонних елементів, що працюють на позacentровий стиск та згинання: автореф. дис. ... канд. техн. наук /О.М. Гайдук. – Полтава, 1996. – 23 с.
38. Геммерлинг А.В. Расчет стержневых систем /А.В. Геммерлинг/ – М.: Стройиздат, 1975. – 207с.
39. Геммерлинг Г.А. Система автоматизированого проектирования стальных конструкций /Г.А.Геммерлинг/ – М.: Стройиздат, 1987. – 216 с.
40. Гиясов А. Плоскостные и пространственные конструкции покрытий зданий /А. Гиясов/ – М.: Изд-во АСВ, 2008. – 144 с.
41. Голишев О. Б. Розвиток теорії залізобетону /О.Б. Голишев, А.М. Бамбура// Будівництво України. – 2003. № 3.– С. 11-18.
42. Гоньшаков А.Г. Работа в двух направлениях перекрытия из монолитного железобетона по стальному профилированному настилу /А.Г. Гоньшаков, В.С. Бартнев// Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции. Материалы третьей Всероссийской Конференции. – Чебоксары: Издательство Чуваш. Ун-та, 2001, С. 69-74.
43. Глазунов Ю.В. Конструктивные и технологические особенности сталебетона /Глазунов Ю.В. — Х., 2013. – 144 с.
44. Гнідець Б.Г. Конструктивно-технологічні системи для малоповерхового житлового та іншого індивідуального будівництва зі збірно-розбірними легкокомтованими каркасами з однотипних збірних елементів /Б.Г. Гнідець, Р.Б. Гнідець// Зб. наук. праць. – К.: ДП НДІ БК, 2011. – С. 152-158.

45. Гнітько О.В. Імовірнісний розрахунок і оцінка ступеня відповідальності елементів сталевих статично невизначених конструкцій: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 /О.В. Гнітько. – Полтава, 1999. – 18 с.
46. Гоголь М.В. Регулювання зусиль у металевих конструкціях /М.В. Гоголь, М.Р. Більський, С.І. Віхоть, М.М. Гоголь// Вісник національного університету «Львівська політехніка» «Теорія і практика будівництва». – Львів, 2012. – № 737. – С. 64-70.
47. Городецкий А.С. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций: [Учебное пособие] /А.С. Городецкий, В.С. Шмуклер, А.В. Бондарев// – Харьков: НТУ “ХПИ”, 2003. – 889 с.
48. Гуков С.Е. Типы конечных элементов в анализе напряженно-деформированного состояния пространственных перекрестно-шпренгельных систем /С.Е. Гуков// Проблемы прочности материалов и сооружений на транспорте: Тез. докл. III Международной конф. (25-26 января 1995 года) ПГУПС. – с. Петербург, 1995. – С. 36-37.
49. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування [Текст]: на заміну СНиП 2.05.03-84; чинний з 2007-02-01. - К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006. – 359 с.
50. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення [Текст] : на заміну СНиП 2.03.01-84*; чинний з 2011-07-01. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 70 с.
51. ДБН В.2.6-160:2010. Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення [Текст] : чинний з 2011-09-01. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с.
52. Добрянський І. Застосування сталобетонних конструкцій в Україні та за кордоном /І. Добрянський, В. Барабаш, С. Бурчєня// Вісник Львівського національного аграрного університету: Архітектура і сільськогосподарське будівництво. – 2010. – № 11. – С. 90-101.

53. Добрянський І. М. Вогнетривкість сталобетонних балок з зовнішнім стрічковим армуванням: дис. ...канд. техн. наук: 05.23.01 / Добрянський Іван Михайлович. – Львів, 1992. – 161 с.
54. Додонов М.И. Прогибы плит перекрытий по стальным профилированным настилам при локальных нагрузках / М.И. Додонов, В.Х. Кунижев, Н.Д. Хормиз // Бетон и железобетон, 1992, №2, С. 11-12.
55. Дорофеев В. С. Расчет изгибаемых элементов с учетом полной диаграммы деформирования бетона /В.С. Дорофеев, В.Ю. Барданов// – Одесса: ОГАСА, 2003. – 210 с.
56. Дривинг А.Я. К расчету сжато-изгибаемых элементов стальных рамных конструкций и испытания сооружений /А.Я. Дривинг, А.Ю. Калинин// Межвуз. темат. сб. тр. ЛИСИ. – Л., 1985. – С. 82-92.
57. Егоров В.В. Повышение эффективности шпренгельных балок с перфорированной стенкой комбинированным способом регулирования напряжений: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 /В.В. Егоров// –ЛИСИ. – Л., 1986. – 24 с.
58. Еремеев П.Г. Особенности проектирования уникальных большепролетных зданий и сооружений /П.Г. Еремеев// Строительная механика и расчет сооружений, 2005. – № 1. – С. 33-38.
59. Єврокод 4. Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд: ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1:2010. Національний стандарт України. – Мінрегіонбуд України. – К., 2012. – (Нормативний документ Мінрегіонбуду України). – 167 с.
60. Єрмоленко Д. А. Об'ємний напружено-деформований стан трубобетонних елементів /Д. А. Єрмоленко. – Полтава: Видавець Шевченко Р.В., 2012. – 380 с.
61. Замалиев Ф.С. Экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкции на крупномасштабных моделях /Ф.С. Замалиев, Р.И. Шаймарданов// — Казань: Известия КазГАСУ — 2008. – С. 39-45.

62. Захист будівельних конструкцій і устаткування від корозії. Збірник 13: ДБН Д.2.2-13-99. –Мінрегіонбуд України. – Київ, 2010. – (Нормативний документ Мінрегіонбуду України), – 60 с.
63. Ильин В.П., Численные методы решения задач строительной механики /В.П. Ильин, В.В. Карпов, А.М. Масленников// Справочное пособие. Минск, Высшая школа, 1990 – 349 с.
64. Инструкция по проектированию зданий из легких металлических конструкций СН 454-76: Госстрой СССР. – М., 1977. – 17 с.
65. Іваник І.Г. Експериментальні дослідження деформованого стану комбінованих статично невизначених сталезалізобетонних конструкцій [Текст] /І.Г.Іваник, С.І.Віхоть, Р.С. Пожар, Ю.Ю. Вибранець// Вісник Національного університету Львівська політехніка «Теорія і практика будівництва». – Львів, 2007. – № 600. – С.142-147.
66. Іваник І.Г. Теоретичні дослідження напружено-деформованого стану комбінованих статично-невизначених металевих конструкцій [Текст] /І.Г.Іваник, С.І.Віхоть, Ю.Ю.Вибранець// Вісник національного університету Львівська політехніка «Теорія і практика будівництва». – Львів, 2008. № 627. – С. 106-111.
67. Іваник І.Г. Методика регулювання зусиль в комбінованих статично невизначених сталезалізобетонних конструкціях [Текст] /І.Г.Іваник, С.І.Віхоть, Ю.Ю.Вибранець// Збірник наукових праць «Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій». – Львів: «Каменяр», 2007. – Вип. № 7. – С. 443-453.
68. Іваник І.Г. Просторовий розрахунок перехресно-ребристих залізобетонних систем з врахуванням фізичної нелінійності: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 /Іваник Іван Григорович – Л., 2000. – 178 с.
69. Іваник І.Г. Теоретичні дослідження напружено-деформованого стану комбінованих статично невизначених металевих конструкцій [Текст] /І.Г.Іваник, С.І.Віхоть, Р.С.Пожар, Ю.Ю.Вибранець// Вісник національного

- університету Львівська політехніка «Теорія і практика будівництва». – Львів, 2008. – №627. – С. 106-111.
70. Іваник І.Г. Робота сталезалізобетонних комбінованих конструкцій з врахуванням попереднього натягу зтяжки нижньої підвіски [Текст] /І.Г.Іваник, Ю.Ю. Вибранець, Ю.І. Іваник// Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса, 2013. – Вип. №49, ч 1. – С. 155- 160.
71. Іваник І.Г. Дослідження напружено-деформованого стану сталезалізобетонних конструкцій при зміні положення пружної осі [Текст] /І.Г.Іваник, Ю.Ю. Вибранець, Ю.І. Іваник // Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону, Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць. – Київ ДП НДІБК, 2013. – Вип. 78, книга 1. – С. 165-169.
72. Іваник І.Г. Вплив умов опирання комбінованих стержневих систем на напружено-деформований стан її елементів [Текст] /І.Г.Іваник, Ю.Ю. Вибранець, Ю.І. Іваник // Вісник національного університету Львівська політехніка «Теорія і практика будівництва». – Львів, 2013. – №755. – С. 139-143.
73. Іваник І.Г. Натурні випробування металевої шпренгельної статично невизначеної конструкції прольотом 18,0 м [Текст] /І.Г.Іваник, Ю.Ю. Вибранець, Ю.І. Іваник // Міжвузівський збірник «Наукові нотатки». – Луцьк, 2014. – Вип. № 46. – С. 207-212.
74. Іваник І.Г. Research of composite combined prestressed constructions [Текст] / І.Г.Іваник, Ю.Ю. Вибранець, Ю.І. Іваник // Architectura Budownictwo: Czasopismo naukowe Acta Scientiarum Polonorum, 2014. - (№ 13(2)) – S. 81-88.
75. Ізбаш М. Ю. Локально попередньо напружені сталезалізобетонні конструкції для нового будівництва та реконструкції / Ізбаш М. Ю. — Х., 2008. – 278 с.
76. Кваша В.Г. Інженерний метод просторового розрахунку перехресно-ребристих балкових залізобетонних систем /В.Г. Кваша// Тези доповідей

- «Шляхи підвищення ефективності дорожнього господарства України в нових умовах господарювання». – К., 1994. – С.122.
77. Кебенко В.Н. Новое в расчете несущей способности сталебетонных элементов в Германии [текст] / В.Н. Кебенко, В.М. Сурдин // Сталезалізобетонні конструкції: зб. наук. праць. – Вип. 4. – Кривий Ріг, 2000. – С. 35-41.
78. Кикин А.И. Повышение долговечности металлических конструкций промышленных зданий /А.И.Кикин, А.А.Васильев и др.// – М.: Стройиздат, 1984. – 301 с.
79. Кінаш Р. І., Витривалість та деформативність сталебетонних балок з зовнішнім стрічковим армуванням: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук / Р. І. Кінаш. – Полтава, 1999. – 20 с.
80. Клименко Ф.Є. Дослідження вогнестійкості сталебетонних балок з зовнішнім штабовим армуванням /Ф.Є Клименко, Б.Г. Демчина, І.М. Добрянський// Вісник Львівського політехнічного інституту»: резерви прогресу в архітектурі і будівництві – 1991. № 135. – С. 65-73.
81. Клименко Ф.Є. Металеві конструкції /Ф.Є. Клименко, В.М. Барабаш, Л.І. Стороженко// – 2-е вид. – Львів: Світ, 2002. – 312 с.
82. Клименко Ф.Є. Теоретичні засади моделювання напружено-деформованого стану сталебетонних плит, армованих зовнішніми хвилястими листами /Ф.Є. Клименко, С.Г. Шевчук, В.В. Білозір, Р.А. Шмиг// – 2-е вид. – Львів: Світ, 2002. – 312 с.
83. Клименко Ф.Є. Характер роботи сталебетонних елементів при дії поперечних сил /Ф.Є Клименко, Т.Б. Боднарчук// Вісник Державного університету «Львівська політехніка»: теорія і практика будівництва. – 1997. № 135. – С. 84-88.
84. Колбасин В.Г. Плиты с арматурой из профилированного стального настила. // Бетон и железобетон. 1980, № 1, С. 11-13.
85. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6 – 156:2010.

- Національний стандарт України. – Мінрегіонбуд України. – К., 2009. – (Нормативний документ Мінрегіонбуду України). – 118 с.
86. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. Національний стандарт України. – Мінрегіонбуд України. – К., 2009. – (Нормативний документ Мінрегіонбуду України). – 71 с.
87. Конструкції будинків і споруд. Конструкції металеві будівельні. Загальні технічні умови: ДСТУ Б В.2.6-75:2008. – Національний стандарт України. – Мінрегіонбуд України. – К., 2009. – (Нормативний документ Мінрегіонбуду України). – 15 с.
88. Конструкції будинків і споруд. Настанова з проектування конструкцій будинків із застосуванням сталевих тонкостінних профілів: ДСТУ-Н Б В.2.6-87:2009. – Національний стандарт України. – Мінрегіонбуд України. – К., 2009. – (Нормативний документ Мінрегіонбуду України). – 55 с.
89. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу. Друга редакція (остаточна): ДБН В.2.6-163:2010. – Мінрегіонбуд України. – К., 2010. – (Нормативний документ Мінрегіонбуду України). – 127 с.
90. Конструкції будинків і споруд. Ферми крокв'яні сталеві з гнutoзварних профілів прямокутного перерізу. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.6-74:2008.- Національний стандарт України. – Мінрегіонбуд України. – К., 2009. – (Нормативний документ Мінрегіонбуду України). – 33 с.
91. Конструкції будинків і споруд. Ферми крокв'яні сталеві із парних кутників. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.6-51:2008. – Національний стандарт України. – Мінрегіонбуд України. – К., 2009.- (Нормативний документ Мінрегіонбуду України). – 24 с.
92. Коробко В.И. Методика расчета металлических неразрезных балок ступенчато-переменной жесткости /В.И. Коробко, Р.В. Алдушкин, С.А. Морозов// Безопасность строительного фонда России. Проблемы и

- решения. Материалы международных академических чтений – Курск: Курск. гос. техн. ун-т, 2007. – С. 64-67.
93. Крамарчук А. П. Міцність та деформації сталобетонних згинаних елементів із додатковою стержневою арматурою: автореф. дис. канд. техн. наук / А. П. Крамарчук. – Львів, 2004. – 20 с.
94. Крочак О. В. Прочность, деформативность и эффективность сталобетонных балок с двойным полосовым армированием: автореф. дис. ... канд. техн. наук / О. В. Крочак. – Минск, 1990. – 16 с.
95. Лазовский Д.Н. Прочность монолитных плит перекрытий с комбинированным армированием при действии поперечных сил. // Известия вузов. Строительство и архитектура, 1991. – № 5. – С. 118-121.
96. Лопатто А. Э. О свойствах бетона, твердеющего в замкнутой обойме и жесткости трубобетонных элементов [Текст] / А. Э. Лопатто // Строительные конструкции. - К. : Будівельник, 1973. - Вып. 11. - С. 232-234.
97. Лукша Л.К. Прочность трубобетона. — Минск: Вища школа, 1977. — 96 с.
98. Металлы. Методы испытания на растяжение. ГОСТ 1497-84. – М.: Изд-во стандартов, 1982. – 15 с.
99. Нижник О. В. Розрахунок сталезалізобетонних часторебристих перекриттів методом скінчених елементів / О. В. Нижник – Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури. – Макіївка, 2011 – С. 108-112.
100. Ольков Я.И. Универсальный алгоритм подбора площадей сечений элементов пространственных шарнирно-стрижневых систем /Я.И. Ольков, А.А. Антипин// Исследование пространственных конструкций. – Свердловск, 1987. – № 2. – С. 39-47.
101. Павловский Б.Г. Критерии экономии стали в строительных металлических конструкциях от применения эффективных марок сталей и экономичных профилей проката /Б.Г.Павловский, Д.И.Стрелецкий// Исследование и развитие теории конструктивной формы металлических

- конструкций: Тр. Ин-та ЦНИИпроектстальконструкция. – К., 1977. – Вып. 21. – С. 32-38.
102. Пелешко І.Д. Програма для оптимізації стрижневих металевих систем /І.Д. Пелешко, В.В. Юрченко// Актульні проблеми будівництва та інженерії довкілля: зб. матеріалів VI міжнар. наук. конф. – Львів, 2001. – С. 176-182.
103. Пелешко І.Д. Удосконалення алгоритму розв'язування задач проектування стрижневих металевих конструкцій /Пелешко І.Д., Ковальчук Ю.Є.// – Львів, 2010, – № 664. – С. 124-131.
104. Перельмутер А.В. О влиянии изменения жесткостей на перераспределения усилий в статически неопределимой системе /А.В.Перельмутер// Строит. механика и расчет сооружений. – М., 1974. – № 5. – С. 64-67.
105. Пермяков В.О., Проблеми регулювання напружено-деформованого стану плоских стрижневих металевих конструкцій /В.О. Пермяков, М.В. Гоголь// Актульні проблеми будівництва та інженерії довкілля: зб. матеріалів VII міжнар. наук. конф. – Львів, 2004. – №495. – С. 154-156.
106. Пічугін С.Ф. Розрахунок надійності елементів сталевих конструкцій на дію випадкових навантажень: навч. посіб. /С.Ф. Пічугін, А.В. Махінько// – Полтава, 2008. – 60 с.
107. Попов Б.Н. Поиск оптимальной высоты фермы с жесткими поясами из тавров и перекрестной решеткой из одиночных уголков /Б.Н.Попов, В.В. Волков, Г.И. Гребенюк// Изв. вузов. Стр-во и архитектура, 1986. – № 2. – С. 14-17.
108. Попович Б.С. Будівельна механіка статично визначених стержневих систем /Б.С. Попович, О.Р. Давидчак// Видавництво Національного університету «Львівська політехніка», 2007. – С. 142-143.
109. Рабинович И.М. К теории статически неопределимых систем /И.М. Рабинович// – М. – Л.: Трансжелдориздат, 1983. – 120 с.
110. Рекомендации по определению технико-экономических показателей при сравнении вариантов стальных конструкций промышленных зданий в

- процессе проектирования / ЦНИИпроектстальконструкция. – М., 1973. – 40 с.
111. Рекомендации по применению стальных профилированных настилов нового сортамента в утепленных покрытиях производственных зданий / ЦНИИпроектстальконструкция, – М., 1985. – 33 с.
112. Решетников В.Г. Стыковое соединение монолитной железобетонной плиты и стальной балки сталежелезобетонного пролетного строения моста / В.Г. Решетников – Москва: ФГУП «Союздорпроект» – 1997. – 316 с.
113. Ржаницын А.Р. Составные стержни и пластинки. – Москва: Стройиздат, 1986, – 316 с.
114. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой. – Москва: Стройиздат, 1978, – 55 с.
115. Санников И.В. Монолитные перекрытия зданий и сооружений / И.В. Санников, В.А. Величко, С.В. Сломонов, Г.Е. Бимбад, М.Г. Томильцев// - Киев: Будівельник, 1991, – 152 с.
116. Северин В.О. Імовірнісний розрахунок сталевих конструкцій на сумісну дію випадкових навантажень: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 /В.О. Северин// – Полтава, 2001. – 19 с.
117. Семко О. В. Імовірнісні аспекти розрахунку сталезалізобетонних конструкцій / О. В. Семко. – К.: Сталь, 2004. – 320 с.
118. Семко О. В. Легкий бетон для заповнення порожнин легких сталевих тонкостінних конструкцій [Текст] / О. В. Семко, Д. М. Лазарев, Ю. О. Авраменко // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. - К. : НДІБК, 2011. - Вип. 74. - С. 659-666.
119. Семко О. В. Надійність сталезалізобетонних конструкцій: автореф. дис. ... доктора техн. наук /О. В. Семко. – Полтава, 2006. – 34с.
120. Сколибог О. В. Сталезалізобетонні балки із зовнішнім листовим армуванням: дис. ... канд. техн. наук / Сколибог О. В. – Полтава, 2006. – 195с.

121. Смоленюк Н. В. Напружено-деформований і граничні стани сталобетонних плит перекриттів: автореф. дис. ... канд. техн. наук / Н.В. Смоленюк. – Харків, 2003. – 22 с.
122. Стандарт организации «Перекрытия сталежелезобетонные с монолитной плитой по стальному профилированному настилу» СТО 0047-2005 (02494680, 17523759) – М., 2005 – 82 с.
123. Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація: монографія / [Л.І. Стороженко, В.М Сурдін, В.І. Єфіменко, В.І. Вербицький]. – Кривий Ріг, 2007. – 448 с.
124. Стальные конструкции. Нормы проектирования: СНиП П-23-81* /Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстрой СССР, 1988. – 96 с.
125. Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение : ГОСТ 12004-81. – М. : Изд-во стандартов, 1982. – 15 с.
126. Стороженко Л. И. Сталежелезобетонные конструкции / Л.И. Стороженко, А. В. Семко, В. И. Ефименко// – К.: Четверта хвиля, 1997. – с. 160.
127. Стороженко Л. І. Дослідження сталезалізобетонних таврових балок з армуванням вертикальними листами при використанні чисельних методів розрахунку /Л. І. Стороженко, А. В. Іванюк// – Полтава: Комунальне господарство міст – 2012 – С. 23-29.
128. Стороженко Л.І. Проблеми проектування і будівництва сталезалізобетонних конструкцій / Стороженко Л.І. – К.,: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво) / Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій Міністерства регіонального розвитку та будівництва України – НДІБК – 2008. – С. 83-89.
129. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов. – Москва: Транспорт, 1981, – 360 с.
130. Сузов К.Л. Работа составных сталобетонных и сталеполимерных стержней в упруго-пластической стадии / К.Л. Сузов, Р.Р. Микиани // Бетон и железобетон, 2000, № 6, – С. 19-20.

131. Тимошенко В.М. Наукові особливості зведення сталезалізобетонних структурних конструкцій / Тимошенко В.М. – Полтава: Коммунальное хозяйство городов, научно-технический сборник №79 – 2013 – С. 131-136.
132. Трилмих Р. Сталежелезобетонное строительство с технологией приварки гибких упоров системы КОСО /Р. Трилмих// Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века, 2001, № 10, – 23 с.
133. Чирас А.А. Строительная механика: Теория и алгоритмы /А.А. Чирас// – М.: Стройиздат, 1989. – 255 с.
134. Чихладзе Е. Д. Удосконалення методів розрахунку і проектування сталебетонних і сталевих конструкцій промислових будівель і споруд /Е.Д. Чихладзе. – Харків, 2002. – 126 с.
135. Чихладзе Э.Д. Напряженно-деформированное состояние сталебетонных плит. / Э.Д. Чихладзе, А. Д. Арсланханов // Строительная механика и расчет сооружений, 1990, № 2, – С. 22-26.
136. Шагин А. Л. Предварительно-напряженные элементы с изменяющейся схемой работы [Текст] / А. Л. Шагин, И. А. Домбаев, А. Э. Адиллов // Сталезалізобетонні конструкції. - Кривий Ріг : КрТУ, 1998. - С. 227-230.
137. Шимановский В.Н., Оптимальное проектирование пространственных решетчатых покрытий /В.Н. Шимановский, В.Н. Гордеев, М.Л. Гринберг// – К.: Будівельник, 1987. – 224 с.
138. Шмиг Р.А. Міцність та деформативність комплексних сталебетонних балкових конструкцій: автореф. дис. канд. техн. наук /Р.А. Шмиг – Полтава, 1997. – 16 с.
139. Яременко А. Ф., О применение диаграм деформирования материалов к расчету строительных конструкций / А. Ф. Яременко, Е. А. Яременко // Бетон и железобетон в Украине. – 2004. – № 2. – С. 8-12.
140. Antoni Biegus Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych według eurokodu / Antoni Biegus // – Wrocław: Politechnika Wroclawska wydział budownictwa lądowego i wodnego, 2012 – 66 s.

141. Combeam. Program for dimensioning composite beams. User's Guide. - RAUTARUUKKI OYJ, 2001, 38 p.
142. Composite beam design with metal deck. // Steel TIPS, USA, January, 1987.
143. Dotter E. Space Structures /E.Dotter// Oxford and Edinburgh, 1967.- P. 643-655.
144. EN 1993-1- Eurocode 3: Design steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. – 255 p.
145. EN 1993-1-11:2007 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-11: Design of structures with tension components. – 217 p.
146. ENV 1992-1-1:1991: Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for Buildings : European Prestandard– 225 p.
147. ENV 1994-1-1:1994: Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for Buildings: European Prestandard– 134 p.
148. Erbatur F., Hasancebi O., Tutuncu I., Kilic H. Optimal design of planar structures with genetic algorithms. // Computer and Structures, 2000, v.75, № 2, p. 209-224.
149. Eurocode 4. Common Unified Rules for Composite Steel and Concrete Structures European Committee for Standardization: (CEN) ENV. 1994-1-1: 1992. – 180 p.
150. G. Hanswille The behaviour of steel-concrete composite beams under repeated loading / G. Hanswille, M. Porsch, C. Ustundag — Wuppertal, Germany :Institute of steel and composite structures, University of Wuppertal — NSCC — 2009.
151. Heyman J. Plastic Design of Frames /J. Heyman// Applications.- Cambridge, Univ. Press, 1971. – p. 205.
152. Johnson R. P. Design rules for the control of deflections in composite beams / R. P. Johnson, P. O. Smith // Struct. Eng. – 1975, Vol.53,–№ 9. – P. 367-376.
153. Kubik M. L. Half-Castella composite beam construction / M. L. Kubik // Concrete (Lond) – 1976. – Vol.10, № 9. – P. 34-36.

154. Lawson R.M. Design of Composite Slabs and Beams with Steel Decking. - SCI, Ascot, Berkshire, 1989, 124 p.
155. M Max L. Porter, Lowell F. Greimann. Shear-bond strength of studed steel deck slabs. - Seventh International Specialty Conference on Cold-Formed Structures St. Louis, Missouri, U.S.A., November 13-14, 1984, p. 285-306.
156. Newman G.M., Robinson J.T., Bailey C.G. Fire Safe design: A New Approach to Multi-Storey Steel-Framed Buildings. - The steel construction institute / Silwood Park, Ascot, 2000, 95 p.
157. Soremekun G., Gurdal Z., Haftka R.T., Watson L.T. Composite laminate design optimization by genetic algorithm with generalized elitist selection. // Computer and Structures, 2001, v.79, p. 131-143.
158. Wright H.D., Evans H.R. Observations on the design and testing of composite floor slabs. // Steel Construction Today, 1987, № 1, p. 91-99.

**ТзОВ „Фірма ” ІНТЕРБУД”**

р/р 2600730364401 в АБ «Кредит- Дніпро»

МФО 305749, ЗКПО 35774634

79044, м. Львів, вул. Єфремова 35

тел.: (032) 237- 72- 04, факс: (032) 237- 97- 94

Вих. № 4 від 04.08.2015р

Спеціалізованій раді
по захисту дисертацій
Національного університету
«Львівська політехніка»

ДОВІДКА

про впровадження наукової роботи

В період з 2010 по 2011 р.р. спеціалістами НДЛ-19 на замовлення ТзОВ «Фірма «Інтербуд» виконано проект реконструкції будівлі ТзОВ «Бізнес центр «Підзамче» по вул. Б. Хмельницького в м. Львові.

Науковим співробітником НДЛ-19 Національного університету «Львівська політехніка» Вибранцем Ю.Ю. в ході виконання роботи розрахована і запроєктована комбінована сталезалізобетонна однопролітна двоконсольна конструкція перекриття вхідної групи.

В порівнянні з попередньо наданими нам архітектурними проектними рішеннями, які базувались на влаштуванні колон на буронабивних палях, Вибранцем Ю.Ю. запропоновано інженерне рішення з підсилення існуючих конструкцій з можливістю влаштування сталезалізобетонного перекриття.

Директор

ТзОВ «Фірма «Інтербуд»

Демус А.В.



Спеціалізованій Вченій раді
по захисту дисертацій
Національного університету
«Львівська політехніка»

АКТ
про впровадження результатів наукової роботи

Протягом 2011 року згідно угоди № 1490 від 2.09.11р. між ТзОВ «Компанія «Спецпроектбуд» і науково-дослідною частиною Національного університету «Львівська політехніка» спеціалістами НДЛ-19, зокрема Вибранцем Ю.Ю., виконано проект торгово-розважального центру зі спортивним комплексом на вул. Зубрівській, 38 в м. Львові.

Вибранцем Ю.Ю., в ході виконання робіт розраховано і запроєктовано для влаштування легкого перекриття сталезалізобетонну конструкцію. Застосування конструкції такого типу дозволило не тільки зменшити витрати матеріалів на влаштування перекриття, але виготовити і встановити дані конструкції безпосередньо на будівельному майданчику.

Інженерні рішення з застосування таких конструкцій дозволили отримати економічний ефект близько 16%.

Директор
ТзОВ «Компанія «Спецпроектбуд»



Пшеченко С.М.

Спеціалізованій раді
по захисту дисертацій
Національного університету
«Львівська політехніка»

ДОВІДКА

про впровадження наукової роботи

Протягом 2013 року спеціалістами НДЛ-19 Національного університету «Львівська політехніка» на замовлення ТзОВ «Західбудком» згідно договору № 2049 від 27.11.2013 р. виконано проект реконструкції в існуючому об'ємі частини промислової будівлі з пристосуванням під багатофункціональний комплекс на вул. Зеленій, 301 в м. Львові.

В ході виконання проекту з реконструкції співробітником НДЛ-19 Вибранцем Ю.Ю. запроектовано конструкцію перекриття з використанням легких сталезалізобетонних комбінованих конструкцій.

В порівнянні з попередньо наданими проектними рішеннями перекриття, виконаного з використанням залізобетонних збірних плит, влаштованих по спарених металевих фермах з паралельними поясами, економічний ефект з витрат металу на влаштування однієї шпренгельної конструкції прольотом 12 м складає 2.76 т. При цьому вартість конструкції здешевлена до 23%.

В ході виконання робіт співробітником НДЛ-19 Вибранцем Ю.Ю. на основі розробленої методики, алгоритму і програмного забезпечення виконані розрахунки конструкцій перекриття з врахуванням регулювання напружень в їх елементах.

Директор
ТзОВ «Західбудком»



Дуфанець Р.П.



ТзОВ "Фірма ТЕРМІТ"
 79044, м.Львів, вул.Єфремова, 35
 факс/тел. (032) 237 97 94
 р/р 26007000001894 в ПАТ ВіЕс Банк м.Львова
 ЗКПО 23958579 МФО 325213

Вих. № _____ від _____ р

Спеціалізованій раді по
 захисту дисертацій
 Національного університету
 «Львівська політехніка»

АКТ

про впровадження результатів дисертаційної роботи Ю. Ю. Вибранця на тему:
 «Міцність і деформативність комбінованих металевих систем, об'єднаних у сумісну
 роботу зі залізобетонною плитою»

Спеціалістами НДЛ-19 на замовлення ТзОВ «Фірма «Терміт» виконано проекти будівництва і реконструкції басейну по вул. Суховоля у м. Трускавці Львівської області.

Спеціалістами НДЛ-19, зокрема Вибранцем Ю.Ю., в ході виконання робіт розраховано і запроєктовано для влаштування легких перекриттів комбіновані металеві конструкції в складі залізобетонної плити перекриття. На основі проведених теоретичних та експериментальних досліджень за темою дисертаційної роботи Вибранця Ю.Ю. були розроблені конструктивні рішення з влаштування перекриття з комбінованих сталезалізобетонних конструкцій.

В ході виконання робіт під час розробки проекту реконструкції басейну м. Трускавці проведено натурний експеримент з випробування комбінованої конструкції. Отримані під час випробування результати стали основою для використання таких конструкцій в реальному проектуванні.

Використані інженерні рішення і конструкції такого типу дозволили отримати економічний ефект близько 21%, що свідчить про достовірність розроблених в ході виконання робіт працівником НДЛ-19 Вибранцем Ю.Ю. методики, алгоритму і програмного забезпечення.

Директор

ТзОВ «Фірма «Терміт»



Пенцак А.Я.

ДОДАТОК Б

Текст програми SZBSH

```

Вхідні дані - file='da.dat'
nb1      =19
nb2      =15
nb3      =7
nb4      =17
l        =600.
l11      =100.
kut      =35.
h        =40.
hpr      =12.
es       =2.06e+7
eb       =3.e+6
ib       =1290.
Ab1      =14.7
Lefk     =9.49
Lefs     =9.6
azs      =9.6
wb       =58.4
bp       =300.
bp1      =50.
bpk      =50.
tp       =8.
g        =8.1e+6
mju      =0.3
q        =0.21
pi       =3.14159265
sr       =2350.
  READ (FILE='DA.DAT', '(10X,i3)') nb1,nb2,nb3,nb4
  READ(2,102) l,l11,kut,h,hpr,es,eb,
*  ib,Ab1,lefk,lefs,azs,wb,bp,bp1,bpk,tp,g,mju,q,pi,sr
      PROGRAM SZBSH
      DIMENSION RIT(100,100),LEF(100)
      integer nb1,nb2,nb3,nb4
      COMMON /BL11/ nb1,nb2,nb3,nb4
      PRINT 1
      1  FORMAT(15X,'Розрахунок сталезалізобетонної комбінованої
      шпренгельної конструкції')
      open(unit=2,file='da.dat')
      READ (2,101) nb1,nb2,nb3,nb4
101  format(10x,i3)
      close(2)
      ips=nb1+nb2+nb3+nb4
      CALL STR(IPS,RIT,LEF)
      10 CONTINUE
      STOP
      END
SUBROUTINE STR(IPS,RIT,LEF)
      DIMENSION RIT(IPS,IPS),LEF(IPS)
      REAL l,l11,l2,l3,l4,h,ib,ab1,lefk,lefs,azs,sr
      real e,g,mju,q,hpr,kut,beta,pi,bp,bk,bp1,tp
      real kutp,es,eb,bp11,axr,sxr,y0r,ixr,bp12
      real axp,sxp,y0p,ixp,ayp1,syp1,yy0p1,iyp1
      real ayp2,syp2,yy0p2,iyp2,ayp3,syp3,yy0p3,iyp3
      real ayp4,syp4,yy0p4,iyp4
      real sigm1,sigm2,sigm3,sigm4,sigm5,sigm6,sigm7,sigm8,sigm9,sigm10

```

```

real
sigm11,sigm12,sigm13,sigm14,sigm15,sigm16,sigm17,sigm18,sigm19,sigm20
real
sigm21,sigm22,sigm26,sigm27,sigm28,sigm29,sigm30,sigm34,sigm35,sigm36
real sigm37,sigm38
integer nb1,nb2,nb3,nb4
COMMON /BL11/ nb1,nb2,nb3,nb4
COMMON /BL2/ l,l11,h,hpr,es,eb,ib,Ab1,lefk,lefs,Azs,wb
COMMON /BL3/ g,mju,q,kut,pi,bp,bpk,bp1,tp
LOGICAL RRR
COMMON /BLW/RRR
DATA RRR/.TRUE./
open(unit=2,file='da.dat')
READ (2,101) nb1,nb2,nb3,nb4
101 format(10x,i3)
READ(2,102) l,l11,kut,h,hpr,es,eb,
* ib,Ab1,lefk,lefs,azs,wb,bp,bp1,bpk,tp,g,mju,q,pi,
* sr
102 format(10X,E10.3)
close(2)
ips=nb1+nb2+nb3+nb4
OPEN(UNIT=3,FILE='dani.DAT')
l2=(1-4.*l11)/2.
kutp=es/eb
bp11=bpk+bp1
axr=ab1*kutp+bp11*tp
sxr=ab1*hpr*kutp/2.+bp11*(hpr+tp/2.)/kutp
y0r=sxr/axr
ixr=ib*kutp+ab1*(y0r-hpr/2.)*2*kutp+bp11*tp**3/(12.*kutp)+
* bp11*tp*(hpr+tp/2.-y0r)**2/kutp
bp12=bp-2.*(bpk+bp1)
C НАБІР СИСТЕМИ РІВНЯНЬ:
CALL SRR(IPS,RIT,LEF)
9 IF (.NOT.RRR) 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 ICON(RIT,IPS)
20 CONTINUE
C РОЗВ'ЯЗОК системи алгебраїчних рівнянь:
EPS=1.E-10
DO I=1,IPS
WRITE (3,105) I,(RIT(I,J),J=1,IPS)
105 FORMAT (1X,'I=',I3/ 200(1X,1Pe10.3))
WRITE (3,106) LEF(I)
106 FORMAT (1X,'ПРАВА= ',1Pe10.3)
END DO
CALL GG(LEF,RIT,IPS,1,1.E-8,IER)
21 FORMAT (5X,'===ВИЙШЛИ З П.П. РОЗВ,ЯЗКУ СЛАР=== КОД IER='I4)
do i=1,ips
sigm1=abs(lef(24))*y0r/ixr+abs(lef(1))/Axr
sigm2=abs(lef(25))*y0r/ixr+abs(lef(1))/Axr
sigm3=abs(lef(26))*y0r/ixr+abs(lef(2))/Axr
sigm4=abs(lef(27))*y0r/ixr+abs(lef(3))/Axr
sigm5=abs(lef(28))*y0r/ixr+abs(lef(3))/Axr
sigm6=abs(lef(29))*y0p/ixp+abs(lef(9))/Axp
sigm7=abs(lef(30))*y0p/ixp+abs(lef(9))/Axp

```

```

      sigm8=abs(lef(31))*y0p/ixp+abs(lef(10))/Axp
      sigm9=abs(lef(32))*y0p/ixp+abs(lef(11))/Axp
      sigm10=abs(lef(33))*y0p/ixp+abs(lef(11))/Axp

      sigm11=abs(lef(34))*y0r/ixr+abs(lef(12))/Axr
      sigm12=abs(lef(35))*y0r/ixr+abs(lef(12))/Axr
      sigm13=abs(lef(36))*y0r/ixr+abs(lef(13))/Axr
      sigm14=abs(lef(37))*y0r/ixr+abs(lef(14))/Axr
      sigm15=abs(lef(38))*y0r/ixr+abs(lef(14))/Axr
      sigm16=abs(lef(39))*yy0p1/iyp1
      sigm17=abs(lef(40))*yy0p2/iyp2
      sigm18=abs(lef(41))*yy0p3/iyp3
      sigm19=abs(lef(42))*yy0p4/iyp4
      sigm20=abs(lef(43))*yy0p3/iyp3
      sigm21=abs(lef(44))*yy0p2/iyp2
      sigm22=abs(lef(45))*yy0p1/iyp1
      sigm26=lef(4)/lefk
      sigm27=lef(5)/lefs
      sigm28=lef(6)/lefs
      sigm29=lef(7)/lefk
      sigm30=lef(8)/azs
      sigm34=lef(15)/lefk
      sigm35=lef(16)/lefs
      sigm36=lef(17)/lefs
      sigm37=lef(18)/lefk
      sigm38=lef(19)/azs
408 WRITE (3,301)
301 FORMAT (/18X,'* Результаты розрахунку *'/)
      WRITE (3,302) (lef(i1),i1=1,8)
302 FORMAT (8(1pe10.3)//)
      WRITE (3,303) (lef(i1),i1=9,11)
303 FORMAT (3(1pe10.3)//)
      WRITE (3,304) (lef(i1),i1=12,19)
304 FORMAT (8(1pe10.3)//)
      WRITE (3,305) (lef(i2),i2=20,23)
305 FORMAT (4(1pe10.3)//)
      WRITE (3,306) (lef(i3),i3=24,38)
306 FORMAT (5(1pe10.3)//)
      WRITE (3,307) (lef(i4),i4=39,45)
307 FORMAT (7(1pe10.3)//)
      WRITE (3,308) (lef(i5),i5=46,60)
308 FORMAT (5(1pe10.3)//)
      WRITE (3,309) (lef(i5),i5=61,62)
309 FORMAT (7(1pe10.3)//)
      WRITE (3,310) sigm1,sigm2,sigm3,sigm4,sigm5
310 FORMAT (5(1pe10.3)//)
      WRITE (3,311) sigm6,sigm7,sigm8,sigm9,sigm10
311 FORMAT (5(1pe10.3)//)
      WRITE (3,312) sigm11,sigm12,sigm13,sigm14,sigm15
312 FORMAT (5(1pe10.3)//)
      WRITE (3,313) sigm16,sigm17,sigm18,sigm19,sigm20,sigm21,sigm22
313 FORMAT (7(1pe10.3)//)
      WRITE (3,314) sigm26,sigm27,sigm28,sigm29,sigm30
314 FORMAT (5(1pe10.3)//)
      WRITE (3,315) sigm34,sigm35,sigm36,sigm37,sigm38
315 FORMAT (5(1pe10.3)//)
112 CONTINUE
      return
      END
SUBROUTINE SRR(IPS,RIT,LEF)
C      ФОРМУВАННЯ МАТРИЦЬ RIT(IPS,IPS),LEF(IPS)

```

```

        DIMENSION RIT(ips,ips),LEF(ips)
REAL l,l11,l2,l3,l4,h,ib,ab1,lefk,lefs,azs,sr
      real e,g,mju,q,hpr,kut,beta,pi,bp,bk,bp1,tp
real kutp,es,eb,bp11,axr,sxr,y0r,ixr,bp12
real axp,sxp,y0p,ixp,ayp1,syp1,yy0p1,iyp1
real ayp2,syp2,yy0p2,iyp2,ayp3,syp3,yy0p3,iyp3
      real ayp4,syp4,yy0p4,iyp4
real nb11x,nb12x,nb13x,nb14x,nb15x,nb16x,nb17x,nb18x,
      * nb21x,nb22x,nb23x,nb24x,nb25x,nb26x,nb27x,nb28x,
      * nb31x,nb32x,nb33x,nb34x,nb35x,nb36x,nb37x,nb38x,
      * nb41x,nb42x,nb43x,nb44x,nb45x,nb46x,nb47x,nb48x,
      * n51x,n52x,n53x,n54x,n55x,n56x,n57x,n58x,l5
      real sinkuta,coskutb,sinkutb,coskutb,cotankuta,pn
      real kof111,kof112,kof113,kof114,kof115,
      * kof21,kof22,kof23,kof24,kof25,
      * kof31,kof32,kof33,kof34,kof35,
      * kof41,kof42,kof43,kof44,kof45,
      * kof51,kof52,kof53,kof54,kof55
real dl111,dl112,dl113,dl114,dl115,
      * dl21,dl22,dl23,dl24,dl25,
      * dl31,dl32,dl33,dl34,dl35,
      * dl41,dl42,dl43,dl44,dl45,
      * dl51,dl52,dl53,dl54,dl55
      real bpb,dly1,dly2,dly3,dly4,dly5,dly6,dly7
      real r1q,r2q,r3q,r4q,r8q,r9q,r10q,r11q
      LOGICAL RRR
      integer nb1,nb2,nb3,nb4,nb5
      COMMON /BL11/ nb1,nb2,nb3,nb4,n5
      COMMON /BL2/ l,l11,h,hpr,es,eb,ib,Ab1,lefk,lefs,Azs,wb
      COMMON /BL3/ g,mju,q,kut,pi,bp,bpk,bp1,tp
      COMMON /BLWW/RRR
      DATA RRR/.TRUE./
      open(unit=2,file='da.dat')
      READ (2,101) nb1,nb2,nb3,nb4,nb5
101  format(10x,i3)
      READ(2,102) l,l11,kut,h,hpr,es,eb,ib,Ab1,lefk,lefs,azs,
      * wb,bp,bp1,bpk,tp,g,mju,q,pi,sr
102  format(10X,E10.3)
      close(2)
      ips=nb1+nb2+nb3+nb4+n5
      PRINT 20
      20 FORMAT(1X,',')
      IF (RRR) PRINT 21
      21 FORMAT(2X,'ПРАВА ЧАСТИНА---I---N---NR---')
C   ПАРАМЕТРИ ФУНКЦІЙ:
      sinkuta=sin(kut*pi/180.)
      coskutb=cos(kut*pi/180.)
      cotankuta=coskutb/sinkuta
      l2=(l-4.*l11)/2.
      l3=h*cotankuta
      l4=l-2.*l3
      beta=atan(h/(2.*l11-l3))*180./pi
      sinkutb=sin(beta*pi/180.)
      coskutb=cos(beta*pi/180.)
      bpb=(bp-2.*bpk)/2.
      kutp=es/eb
      bp11=bpk+bp1
      axr=ab1*kutp+bp11*tp
      sxr=ab1*hpr*kutp/2.+bp11*(hpr+tp/2.)/kutp
      y0r=sxr/axr
      ixr=ib*kutp+ab1*(y0r-hpr/2.)**2*kutp+bp11*tp**3/(12.*kutp)+

```

```

*          bp11*tp*(hpr+tp/2.-y0r)**2/kutp
          bp12=bp-2.*(bpk+bp1)
axp=bp12*tp
sxp=bp12*tp/2.
y0p=sxp/axp
ixp=bp12*tp**3/12.
ayp1=l11*tp/2.
syp1=l11*tp/4.
yy0p1=syp1/ayp1
iyp1=l11*tp**3/24.
          ayp2=l11*tp
syp2=l11*tp/2.
yy0p2=syp2/ayp2
iyp2=l11*tp**3/12.
ayp3=(l11+l2)*tp/2.
syp3=(l11+l2)*tp/4.
yy0p3=syp3/ayp3
iyp3=(l11+l2)*tp**3/24.
          ayp4=l2*tp
syp4=l2*tp/2.
yy0p4=syp3/ayp3
iyp4=l2*tp**3/12.
          nb11x=(2./1-1./l11)*cotankuta
          n53x=nb11x
          nb12x=(4.*l11-2.*1)/(1*h)
          n52x=nb12x
          nb13x=-2.*cotankuta/l
          n51x=nb13x
          nb14x=(1./l11-2./1)/sinkuta
          n57x=nb14x
          nb15x=(2.*l11-1)/(l11*1*sinkutb)
          n56x=nb15x
          nb16x=-2./(1*sinkutb)
          n55x=nb16x
          nb17x=2./(1*sinkuta)
          n54x=nb17x
          nb18x=(-4.*l11+2.*1)/(1*h)
          n58x=nb18x
          nb21x=(l11+l2)*(1-2.*l11)*cotankuta/(l11*l2*1)
          nb22x=2.*(l11+l2)*(1-2.*l11)/(1*l2*h)
          nb23x=2.*(l11+l2)*cotankuta/(1*l2)
          nb24x=-(l11+l2)*(1-2.*l11)/(l11*l2*1*sinkuta)
          nb25x=(l11+l2)*(1-2.*l11)/(l11*l2*1*sinkutb)
          nb26x=2.*(l11+l2)/(1*l2*sinkutb)
          nb27x=-2.*(l11+l2)/(1*l2*sinkuta)
          nb28x=-2.*(l11+l2)*(1-2.*l11)/(1*l2*h)
          nb31x=-cotankuta/l2
          nb32x=-2.*l11/(l2*h)
          nb33x=-cotankuta/l2
          nb34x=1./(l2*sinkuta)
          nb35x=-1./(l2*sinkutb)
          nb36x=-1./(l2*sinkutb)
          nb37x=1./(l2*sinkuta)
          nb38x=2.*l11/(l2*h)
          nb41x=2.*(l11+l2)*cotankuta/(1*l2)
          nb42x=2.*(l11+l2)*(1-2.*l11)/(1*l2*h)
          nb43x=(l11+l2)*(1-2.*l11)*cotankuta/(1*l11*l2)
          nb44x=-2.*(l11+l2)/(1*l2*sinkuta)
          nb45x=2.*(l11+l2)/(1*l2*sinkutb)
          nb46x=(l11+l2)*(1-2.*l11)/(l11*l2*1*sinkutb)
          nb47x=-(l11+l2)*(1-2.*l11)/(1*l11*l2*sinkuta)

```



```

kof33=2.*l2/(3.*eb*ixr)+2.*nb31x**2*l11/
* (6.*eb*axr)+2.*nb32x**2*l2/(6.*eb*axr)+
2.*nb33x**2*l11/(6.*eb*axr)+nb34x**2*h/(6.*sinkuta*es*lefk)+nb35x**2*h/
* (6.*sinkutb*es*lefs)+nb36x**2*h/(6.*sinkutb*es*lefs)+nb37x**2*h/
* (6.*sinkuta*es*lefk)+nb38x**2*(1-2.*h*cotankuta)/(6.*es*azs)
kof34=l2/(6.*eb*ixr)+2.*nb31x*nb41x*l11/(6.*eb*axr)+
* 2.*nb32x*nb42x*l2/(6.*eb*axr)+2.*nb33x*
nb43x*l11/(6.*eb*axr)+nb34x*nb44x*h/(6.*sinkuta*es*lefk)+nb35x*nb45x*h/
(6.*sinkutb*es*lefs)+nb36x*nb46x*h/(6.*sinkutb*es*lefs)+nb37x*nb47x*h/
* (6.*sinkuta*es*lefk)+nb38x*nb48x*(1-2.*h*cotankuta)/(6.*es*azs)
kof33=2.*l2/(3.*eb*ixr)
kof34=l2/(6.*eb*ixr)
kof43=kof34
kof35=2.*nb31x*n51x*l11/(6.*eb*axr)+2.*nb32x*n52x*l2/(6.*eb*axr)+
* 2.*nb33x*n53x*l11/(6.*eb*axr)+nb34x*n54x*h/(6.*sinkuta*es*lefk)+
nb35x*n55x*h/(6.*sinkutb*es*lefs)+nb36x*n56x*h/(6.*sinkutb*es*lefs)+
* nb37x*n57x*h/(6.*sinkuta*es*lefk)+nb38x*n58x*(1-
2.*h*cotankuta)/(6.*es*azs)
kof53=kof35
kof44=l11/(3.*eb*ixr)+l2/(3.*eb*ixr)+2.*nb41x**2*l11/(6.*eb*axr)+
* 2.*nb42x**2*l2/(6.*eb*axr)+
2.*nb43x**2*l11/(6.*eb*axr)+nb44x**2*h/(6.*sinkuta*es*lefk)+nb45x**2*h/
* (6.*sinkutb*es*lefs)+nb46x**2*h/(6.*sinkutb*es*lefs)+nb47x**2*h/
* (6.*sinkuta*es*lefk)+nb48x**2*(1-2.*h*cotankuta)/(6.*es*azs)
kof45=l11/(6.*eb*ixr)+
2.*nb41x*n51x*l11/(6.*eb*axr)+2.*nb42x*n52x*l2/(6.*eb*axr)+2.*nb43x*
n53x*l11/(6.*eb*axr)+nb44x*n54x*h/(6.*sinkuta*es*lefk)+nb45x*n55x*h/
(6.*sinkutb*es*lefs)+nb46x*n56x*h/(6.*sinkutb*es*lefs)+nb47x*n57x*h/
* (6.*sinkuta*es*lefk)+nb48x*n58x*(1-2.*h*cotankuta)/(6.*es*azs)
kof54=kof45
kof55=2.*l11/(3.*eb*ixr)+
* 2.*n51x**2*l11/(6.*eb*axr)+2.*n52x**2*l2/(6.*eb*axr)+
2.*n53x**2*l11/(6.*eb*axr)+n54x**2*h/(6.*sinkuta*es*lefk)+n55x**2*h/
* (6.*sinkutb*es*lefs)+n56x**2*h/(6.*sinkutb*es*lefs)+n57x**2*h/
* (6.*sinkuta*es*lefk)+n58x**2*(1-2.*h*cotankuta)/(6.*es*azs)
kof44=l11/(3.*eb*ixr)+l2/(3.*eb*ixr)
kof45=l11/(6.*eb*ixr)
kof54=kof45
kof55=2.*l11/(3.*eb*ixr)
dl111=2.*l11/(3.*eb*ixp)
dl22=l11/(3.*eb*ixp)+l2/(3.*eb*ixp)
dl33=2.*l2/(3.*eb*ixp)
dl44=dl22
dl55=dl111
dl112=l11/(6.*eb*ixp)
dl21=dl112
dl45=dl112
dl54=dl112
dl23=l2/(6.*eb*ixp)
dl32=dl23
dl34=dl23
dl43=dl23
dly1=2.*bpb/(3.*eb*iyyp1)
dly2=2.*bpb/(3.*eb*iyyp2)
dly3=2.*bpb/(3.*eb*iyyp3)
dly4=2.*bpb/(3.*eb*iyyp4)
dly5=dly3
dly6=dly2
dly7=dly1
r1q=q*l11*bp11/2.
r2q=q*l11*bp11

```

```

      r3q=q*(l11+l2)*bp11/2.
r4q=q*l2*bp11
      r8q=q*l11*bp12/2.
      r9q=q*l11*bp12
      r10q=q*(l11+l2)*bp12/2.
r11q=q*l2*bp12
      ips=nb1+nb2+nb3+nb4+n5
do i=1,ips
do j=1,ips
  rit(i,j)=0.
  lef(i)=0.
end do
end do
do i=1,ips
  if (i.eq.1) then
    lef(i)=0.
    rit(i,i)=1.
    rit(i,i+3)=coskutb
    end if
    if (i.eq.2) then
      lef(i)=0.
      rit(i,i-1)=-1.
    rit(i,i)=1.
    rit(i,i+3)=-coskutb
    end if
    if (i.eq.3) then
      lef(i)=0.
      rit(i,i-1)=-1.
    rit(i,i)=1.
    rit(i,i+3)=coskutb
    end if
    if (i.eq.4) then
      lef(i)=0.
      rit(i,i)=sinkuta
      rit(i,i+1)=sinkutb
    end if
    if (i.eq.5) then
      lef(i)=-pn
      rit(i,i-1)=-coskutb
      rit(i,i)=coskutb
    rit(i,i+3)=1.
    end if
    if (i.eq.6) then
      lef(i)=0.
      rit(i,i)=sinkutb
    rit(i,i+1)=sinkuta
    end if
    if (i.eq.7) then
      lef(i)=0.
      rit(i,i-4)=-1.
      rit(i,i)=-coskutb
    end if
    if (i.eq.8) then
      lef(i)=pn
      rit(i,i-2)=-coskutb
      rit(i,i-1)=coskutb
      rit(i,i)=-1.
    end if
    if (i.eq.9) then
      lef(i)=0.
      rit(i,i-8)=1.

```



```

rit(i,i-5)=coskutb
  rit(i,i)=1.
rit(i,i+3)=1.
rit(i,i+6)=coskutb
  end if
  if (i.eq.10) then
    lef(i)=-2.*pn
    rit(i,i-8)=1.
rit(i,i-2)=1.
  rit(i,i)=1.
rit(i,i+3)=1.
rit(i,i+9)=1.
  end if
  if (i.eq.11) then
    lef(i)=0.
    rit(i,i-8)=-1.
rit(i,i-4)=-coskutb
  rit(i,i)=-1.
rit(i,i+3)=-1.
rit(i,i+7)=-coskutb
  end if
  if (i.eq.12) then
    lef(i)=0.
    rit(i,i)=1.
rit(i,i+3)=coskutb
  end if
  if (i.eq.13) then
    lef(i)=0.
    rit(i,i-1)=-1.
rit(i,i)=1.
    rit(i,i+3)=-coskutb
  end if
  if (i.eq.14) then
    lef(i)=0.
    rit(i,i-1)=-1.
rit(i,i)=1.
rit(i,i+3)=coskutb
  end if
  if (i.eq.15) then
    lef(i)=0.
    rit(i,i)=sinkuta
    rit(i,i+1)=sinkutb
  end if
  if (i.eq.16) then
    lef(i)=-pn
    rit(i,i-1)=-coskutb
    rit(i,i)=coskutb
rit(i,i+3)=1.
  end if
  if (i.eq.17) then
    lef(i)=0.
    rit(i,i)=sinkutb
rit(i,i+1)=sinkuta
  end if
  if (i.eq.18) then
    lef(i)=0.
    rit(i,i-4)=-1.
    rit(i,i)=-coskutb
  end if
  if (i.eq.19) then
    lef(i)=pn

```

```

        rit(i,i-2)=-coskutb
        rit(i,i-1)=coskutb
        rit(i,i)=-1.
        end if
    if (i.eq.20) then
        lef(i)=r1q
        rit(i,i-nb1+3)=-sinkuta
        rit(i,i)=1.
        rit(i,i+4)=-1./l11
        rit(i,i+nb2+nb3)=1./bpb
        end if
    if (i.eq.21) then
        lef(i)=r1q
        rit(i,i-nb1+5)=-sinkuta
        rit(i,i)=1.
        rit(i,i+7)=-1./l11
        rit(i,i+nb2+nb3+5)=1./bpb
        end if
    if (i.eq.22) then
        lef(i)=r1q
        rit(i,i-nb1+12)=-sinkuta
        rit(i,i)=1.
        rit(i,i+12)=-1./l11
        rit(i,i+nb2+nb3-2)=1./bpb
        end if
    if (i.eq.23) then
        lef(i)=r1q
        rit(i,i-5)=-sinkuta
        rit(i,i)=1.
        rit(i,i+nb3)=-1./l11
        rit(i,i+nb2+nb3+3)=1./bpb
        end if
    if (i.eq.24) then
        lef(i)=r2q
        rit(i,i)=-2./l11
        rit(i,i+1)=1./l11
        rit(i,i+nb3+1)=1./bpb
        end if
    if (i.eq.25) then
        lef(i)=r3q
        rit(i,i-1)=1./l11
        rit(i,i)=-(l11+l2)/(l11*l2)
        rit(i,i+1)=1./l2
        rit(i,i+nb3+1)=1./bpb
        rit(i,i-nb1-nb2+4)=-sinkutb
        end if
    if (i.eq.26) then
        lef(i)=r4q
        rit(i,i-1)=1./l2
        rit(i,i)=-2./l2
        rit(i,i+1)=1./l2
        rit(i,i+nb3+1)=1./bpb
        end if
    if (i.eq.27) then
        lef(i)=r3q
        rit(i,i-1)=1./l2
        rit(i,i)=-(l11+l2)/(l11*l2)
        rit(i,i+1)=1./l11
        rit(i,i+nb3+1)=1./bpb
        rit(i,i-nb1-nb2+3)=-sinkutb
        end if

```

```

if (i.eq.28) then
  lef(i)=r2q
  rit(i,i-1)=1./l11
  rit(i,i)=-2./l11
  rit(i,i+nb3+1)=1./bpb
  end if
if (i.eq.29) then
  lef(i)=r9q
  rit(i,i)=-2./l11
  rit(i,i+1)=1./l11
  rit(i,i+11)=-2./bpb
  end if
if (i.eq.30) then
  lef(i)=r10q
  rit(i,i-1)=1./l11
  rit(i,i)=- (l11+12) / (l11*12)
  rit(i,i+1)=1./l2
  rit(i,i+11)=-2./bpb
  end if
if (i.eq.31) then
  lef(i)=r11q
  rit(i,i-1)=1./l2
  rit(i,i)=-2./l2
  rit(i,i+1)=1./l2
  rit(i,i+11)=-2./bpb
  end if
  if (i.eq.32) then
    lef(i)=r10q
    rit(i,i-1)=1./l2
    rit(i,i)=- (l11+12) / (l11*12)
    rit(i,i+1)=1./l11
    rit(i,i+11)=-2./bpb
    end if
if (i.eq.33) then
  lef(i)=r9q
  rit(i,i-1)=1./l11
  rit(i,i)=-2./l11
  rit(i,i+11)=-2./bpb
  end if
if (i.eq.34) then
  lef(i)=r2q
  rit(i,i)=-2./l11
  rit(i,i+1)=1./l11
  rit(i,i+6)=1./bpb
  end if
if (i.eq.35) then
  lef(i)=r3q
  rit(i,i-1)=1./l11
  rit(i,i)=- (l11+12) / (l11*12)
  rit(i,i+1)=1./l2
  rit(i,i+6)=1./bpb
  rit(i,i-nb1-nb2+4)=-sinkutb
  end if
if (i.eq.36) then
  lef(i)=r4q
  rit(i,i-1)=1./l2
  rit(i,i)=-2./l2
  rit(i,i+1)=1./l2
  rit(i,i+6)=1./bpb
  end if
if (i.eq.37) then

```

```

        lef(i)=r3q
        rit(i,i-1)=1./l2
    rit(i,i)=- (l11+l2) / (l11*l2)
        rit(i,i+1)=1./l11
        rit(i,i+6)=1./bpb
        rit(i,i-nb1-nb2+3)=-sinkutb
        end if
if (i.eq.38) then
    lef(i)=r2q
    rit(i,i-1)=1./l11
    rit(i,i)=-2./l11
    rit(i,i+6)=1./bpb
    end if
if (i.eq.39) then
    lef(i)=r8q
    rit(i,i)=-2./bpb
    rit(i,i-10)=1./l11
    end if
    if (i.eq.40) then
        lef(i)=0.
        rit(i,i)=dly2
        rit(i,i+6)=1./bpb
        rit(i,i+11)=-2./bpb
        rit(i,i+16)=1./bpb
        end if
if (i.eq.41) then
    lef(i)=0.
    rit(i,i)=dly3
    rit(i,i+6)=1./bpb
    rit(i,i+11)=-2./bpb
    rit(i,i+16)=1./bpb
    end if
if (i.eq.42) then
    lef(i)=0.
    rit(i,i)=dly4
    rit(i,i+6)=1./bpb
    rit(i,i+11)=-2./bpb
    rit(i,i+16)=1./bpb
    end if
if (i.eq.43) then
    lef(i)=0.
    rit(i,i)=dly5
    rit(i,i+6)=1./bpb
    rit(i,i+11)=-2./bpb
    rit(i,i+16)=1./bpb
    end if
if (i.eq.44) then
    lef(i)=0.
    rit(i,i)=dly6
    rit(i,i+6)=1./bpb
    rit(i,i+11)=-2./bpb
    rit(i,i+16)=1./bpb
    end if
if (i.eq.45) then
    lef(i)=r8q
    rit(i,i)=-2./bpb
    rit(i,i-12)=1./l11
    end if
if (i.eq.46) then
    lef(i)=0.
    rit(i,i-nb3-nb4)=kofl11

```

```

        rit(i,i-nb3-nb4+1)=kof112
        rit(i,i-nb3-nb4+2)=kof113
        rit(i,i-nb3-nb4+3)=kof114
        rit(i,i-nb3-nb4+4)=kof115
        rit(i,i)=-2./l11
        rit(i,i+1)=1./l11
            end if
    if (i.eq.47) then
        lef(i)=0.
        rit(i,i-nb3-nb4-1)=kof21
        rit(i,i-nb3-nb4)=kof22
        rit(i,i-nb3-nb4+1)=kof23
        rit(i,i-nb3-nb4+2)=kof24
        rit(i,i-nb3-nb4+3)=kof25
        rit(i,i-1)=1./l11
        rit(i,i)=- (l11+l2) / (l11*l2)
        rit(i,i+1)=1./l2
            end if
    END
FUNCTION IPSF
common /bl11/ nb1,nb2,nb3,nb4,n5
IPSF=nb1+nb2+nb3+nb4+n5
RETURN
END
SUBROUTINE ICON(A,IPS)
c П.П.СТВОРОЕ ОБРАЗ МАТРИЦІ А(IPS,IPS)
c ЗГІДНО АВС. ЗНАЧЕНЬ ІJ ЧЛЕНІВ
REAL A(IPS,IPS)
CHLEFRITTER*1 LOGA(100)
CHLEFRITTER*1 SYMBOL
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, 'SB.ICON: РОЗМІРНІСТЬ=', I4,
*'БІЛЬШЕ 1585'/1X, 'ВИВЕСТИ ОБРАЗ НЕМОЖЛИВО')
    RETURN
    END
FUNCTION sym(a)
c повертає символн. образ залежно від abs(a)
real x,etal(18),a
chlefritter*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
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. a
c Вихід: ier - код завершення:  0   - нормальне
c                               < 0  - ранг матр. a =-ier-1
c                               > 0  - втрата точності на ier+1
кращі
c-----corrected:
c
1992.
        real a(*),r(*),eps
        integer*4 m,n,ier
        real tol,piv,tm,dop,pivi
        integer*4 i,j,k,l,ii,llll,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'зок 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'зок САР:  i=',k
        return
    end

```