

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет будівництва та транспорту
Кафедра будівельних конструкцій

До захисту
Допускається
Завідувач кафедри
Будівельних конструкцій

/...../

підпис

«__» _____ 2024 р.

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

за другим рівнем вищої освіти

**На тему: «Дослідження роботи часторебристого перекриття в
пластичній стадії»**

Виконав (ла)

(підпис)

Сирота М.М.

(Прізвище, ініціали)

Група

(Науковий)

керівник

(підпис)

Срібняк Н.М.

(Прізвище, ініціали)

Суми – 2024 р.

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: будівельних конструкцій

Спеціальність: 192 "Будівництво та цивільна інженерія"

ЗАВДАННЯ

НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

Сирота Маргарита Миколаївна

Тема роботи: Дослідження роботи часторебристого перекриття в пластичній стадії

Затверджено наказом по університету № 461/ос від "14" 02 2024р.

Строк здачі студентом закінченої роботи: "___" _____ 2024 р.

Вихідні дані до роботи:

Об'ємно-планувальне рішення будівлі громадського призначення

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, що підлягають розробці)

Виконати огляд джерел щодо впливу тріщиноуворення на зміни параметрів жорсткостей при вигині та крученні елементів залізобетонних систем перекриття. Змодельовати скінченоелементу схему кесонного перекриття, виконати числовий експеримент з різними типами статичних розрахунків моделі балочної плити, що досліджується. Проаналізувати результати статичних розрахунків, сформулювати висновки.

5. Перелік графічного матеріалу (з точною вказівкою обов'язкових креслень)

Мультимедійна презентація в форматі Microsoft PowerPoint

Керівник :

(підпис)

Н.М. Срібняк

(Прізвище, ініціали)

Консультант

(підпис)

М.В. Нагорний

(Прізвище, ініціали)

Завдання прийняв до виконання:

Здобувач

(підпис)

М.М. Сирота

(Прізвище, ініціали)

Анотація

Сирота Маргарита Миколаївна. Дослідження роботи часторебристого перекриття в пластичній стадії – Кваліфікаційна робота магістра на правах рукопису.

Кваліфікаційна робота магістра за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія». – Сумський національний аграрний університет, Суми, 2024.

Робота складається із змісту, загальної характеристики роботи та її кваліфікаційних ознак, опису об'ємно-планувального та конструктивного рішення будівлі, огляду досліджень за обраною темою, розділів основної частини, висновків за результатами досліджень (українською та англійською мовами).

Сформульовано мету, задачі, об'єкт та предмет дослідження, методи наукового дослідження.

Результати досліджень надають можливість за результатами числового експерименту встановити значення переміщень та зусиль при статичних розрахунках системи часторебристого перекриття при різних типах жорсткостей.

Аналіз публікацій та досліджень встановив, що тріщиностійкість – важливе питання в теорії бетону та залізобетону. Тріщини, що є нормальними (перпендикулярними до поздовжньої осі елемента) виникають від дії згинального моменту. Такий тип тріщин є переважаючим для балочних елементів конструкцій, що працюють на згин. Жорсткість бетонного елемента (його поперечного перерізу) знижується в наслідок появи тріщин. Зміна жорсткості елемента в статично невизначуваних системах призводить й до перерозподілу внутрішніх зусиль в елементі. Залізобетонні елементи перекриття зазнають також і значних

моментів кручення, то врахування в статичних розрахунках зміни також й жорсткості при крученні, а не лише при вигині, є актуальною задачею. Метою роботи є встановлення визначення та оцінювання напружено-деформованого стану скінченоелементної схеми монолітного часторебристого (кесонного) залізобетонного перекриття з урахуванням утворення нормальних тріщин. Зокрема необхідно встановити вплив зміни жорсткості при крученні елемента в наслідок виникнення нормальних тріщин.

В **основній частині** наведено опис скінченоелементної плитно-балочної моделі кесонного перекриття. Сформульовано покроковий алгоритм виконання числового експерименту. Алгоритмом передбачено виконання статичного розрахунку з пружними жорсткостями, виконання статичного розрахунку з пониженою лише однією жорсткістю на вигин, з пониженими обома (на вигин та на кручення) жорсткостями. Порівняно результати всіх типів статичних розрахунків.

У **висновках** встановлено, що врахування зміни крутильних жорсткостей суттєво змінює як картину переміщень, так і картину згинальних і крутильних моментів в елементах розглянутого перекриття. Фактичні прогини плитних систем на практиці є більшими за теоретичні. Це пояснюється тим, що при визначенні прогинів традиційному проектуванню враховано лише зміну однієї жорсткості на вигин. Врахування жорсткості на кручення наближає значення вертикальних прогинів до фактичних, більших за теоретичні величини.

Ключові слова: кесонне перекриття, часторебристе перекриття, крутильна жорсткість, нормальні тріщини, пластична стадія роботи

Список публікацій та/або виступів на конференціях студента:

Макаров Ю.Ю., Сирота М.М., Срібняк Н.М. Напружено-деформований стан циліндричної оболонки в залежності від стріли підйому // Матеріали

Всеукраїнської наукової конференції студентів та аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (13-17 листопада 2023 р.) – Суми, 2023. С. 95

В **додатках** наведено; тези конференції, альбом слайдів мультимедійної презентації.

Структура роботи. Робота складається з основного тексту на 42 сторінках, у тому числі 6 таблиць, 34 рисунка. Текст роботи містить 8 розділів, що включають загальну характеристику роботи й висновки, список з 27 джерел, 2 додатків на 29 сторінках. Графічна частина складається з 25 слайдів мультимедійної презентації.

Abstract

Syrota Marharyta Mykolaivna. Study of the operation of a multi-ribbed ceiling in the plastic stage – Master's qualification work with manuscript rights.

Master's qualification work in specialty 192 "Construction and civil engineering". – Sumy National Agrarian University, Sumy, 2024.

The work consists of the content, the general characteristics of the work and its qualification features, a description of the volume-planning and constructive solution of the building, an overview of research on the chosen topic, sections of the main part, conclusions based on the results of research (in Ukrainian and English).

The **goal, tasks, object and subject of research, methods of scientific research** are formulated.

The **research results** make it possible to establish the values of displacements and forces in analysis of multi-ribbed floor systems with different types of stiffness based on the results of a numerical experiment.

The **analysis of publications** and studies established that crack resistance is an important issue in the theory of concrete and reinforced concrete. Cracks that are normal (perpendicular to the longitudinal axis of the element) arise from the action of the bending moment. This type of cracks is predominant for beam elements of structures operating in bending. The stiffness of the concrete element (its cross-section) decreases due to the appearance of cracks. A change in element stiffness in statically indeterminate systems also leads to a redistribution of internal forces in the element. Reinforced concrete floor elements are also subject to significant torsional moments, so taking into account the change in torsional stiffness in static analysis, and not only during bending, is an urgent task. The purpose of the work is to establish the definition and evaluation of the stress-strain state of the finite element scheme of a monolithic multi-ribbed (caisson) reinforced concrete floor, taking into account the formation of normal cracks. In particular, it is necessary to establish the influence of the change in rigidity during the twisting of the element as a result of the occurrence of normal cracks.

The **main part** describes the finite element slab-beam model of the caisson floor. A step-by-step algorithm for performing a numerical experiment is formulated. The algorithm provides for performing a analysis with elastic stiffnesses, performing an analysis with only one bending stiffness reduced, with both (bending and torsional) stiffnesses reduced. The results of all types of analysis are compared.

In the **conclusions**, it was established that taking into account the change in torsional stiffness significantly changes both the pattern of movements and the pattern of bending and torque moments in the elements of the considered overlap. The actual deflections of slab systems in practice are greater than the theoretical ones. This is explained by the fact that when determining deflections, traditional design only takes into account the change of one stiffness per bend. Taking torsional stiffness into account

brings the values of vertical deflections closer to the actual, larger than theoretical values.

Key words: caisson floor, multi-ribbed floor, torsional stiffness, normal cracks, plastic stage of operation

A list of the student's publications and/or speeches at conferences:

Makarov Yu.Iu., Syrota M.M., Sribniak N.M. The stress-deformed state of the cylindrical shell depending on the lifting boom // Materials of the All-Ukrainian scientific conference of students and postgraduates dedicated to the International Student Day (November 13-17, 2023) - Sumy, 2023. P. 95

In the **appendices** are given; abstracts of the conference, an album of multimedia presentation slides.

Structure of work. The work consists of the main text on 42 pages, including 6 tables, 34 figures. The text of the work contains 8 chapters, including a general description of the work and conclusions, a list of 27 sources, 2 appendices on 29 pages. The graphic part consists of 25 slides of a multimedia presentation.

ЗМІСТ

Завдання	
Анотація	
РОЗДІЛ 1. ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ	
1.1 Актуальність теми	
РОЗДІЛ 2. БІБЛІОГРАФІЧНИЙ ОГЛЯД ДОСЛІДЖЕНЬ	
РОЗДІЛ 3. МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕНЬ	
РОЗДІЛ 4. ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНЕ ТА КОНСТРУКТИВНЕ ВИРІШЕННЯ БУДІВЛІ	
4.1 Об'ємно-планувальне рішення будівлі	
4.2 Конструктивне рішення будівлі.....	
4.3 Конструктивне рішення монолітного кесонного перекриття.....	
РОЗДІЛ 5. МОДЕЛЮВАННЯ РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРИТТЯ ІЗ ВИКОРИСТАННЯМ МСЕ	
5.1 Можливі способи моделювання балочної плити.....	
5.2 Аналіз та вибір оптимальної скінченоелементної моделі.....	
<small>13. Утворення і використання таблиць. Параметри вихідної таблиці.....</small>	
<small>14. Використання таблиць.....</small>	
РОЗДІЛ 6. МОДЕЛЮВАННЯ СКІНЧЕНО-ЕЛЕМЕНТНОЇ РОЗРАХУНКОВОЇ МОДЕЛІ ЗАЛІЗОБЕТОННОГО КЕСОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ	
6.1 Скінченоелементна модель кесонного перекриття	
6.2 Призначення жорсткостей елементам СЕ схеми.....	
6.3 Навантаження та граничні умови	
6.4 Алгоритм виконання числового експерименту.....	
РОЗДІЛ 7. АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ СТАТИЧНОГО РОЗРАХУНКУ	
7.1 Аналіз деформативності схеми	
7.2 Аналіз напруженого стану ребристої частини перекриття	
7.3 Аналіз напруженого стану плитної частини перекриття	
РОЗДІЛ 8. ВИСНОВКИ	

Література.....

Додатки.....

Додаток 1.Тези доповіді на конференції

Додаток 2.Графічний матеріал (презентація)

РОЗДІЛ 1. ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ

1.1 Актуальність теми

Тріщиностійкість – важливе питання в теорії бетону та залізобетону. Сучасні розрахункові моделі, що відносяться до «деформаційної моделі», відображають процеси деформування елементів із залізобетону та описують процеси появи, розвитку, розкриття тріщин. Дослідження [2-5] встановили, що основними параметрами виникнення, розвитку та розкриття нормальних (перпендикулярних) тріщин [1]:

- В роботах Мурашева В.І. зазначено, що існує залежність від різниці напружень в арматурних стержнях в перерізах із тріщинами та в перерізах без тріщин. Існує залежність від зусиль зчеплення арматури й бетону на цих типах ділянок;
- такими параметрами є зв'язок з діаметрами арматурних стержнів та площею бетонного перерізу, що знаходиться в розтягнутій зоні й обмежений зовнішнім контуром перерізу й величиною радіусу активної взаємодії (роботи О.Я. Берга);
- параметри, що пропорційні товщини захисного шару бетону та відношенню площі бетону, що є розтягнутим, в зоні зчеплення до периметру арматури [2];
- фактори, що конкретним чином залежать не лише від величин граничних деформацій бетону, що зазнає розтягнення, але й усереднених деформацій бетону й арматури в блоці між тріщинами (Немировський Я.М.).

Тріщини, що є нормальними (перпендикулярними до поздовжньої осі елементу) виникають від дії згинального моменту. Такий тип тріщин є переважаючим для балочних елементів конструкцій, що працюють на згин (плити перекриття, покриття - як збірні, так і монолітні).

Жорсткість бетонного елементу (його поперечного перерізу) знижується в наслідок появи тріщин. Зміна жорсткості елементу в

статично невизначуваних системах призводить й до перерозподілу внутрішніх зусиль в елементі [6-12]. Статично невизначуваними системами є більшість дисків перекриття та покриття, як із збірних елементів, так і дисків монолітної конструкції.

Такі статично невизначувані системи перекриття за певних умов зазнають не лише моментів, що вигинають, але й моментів, що закручують переріз. Такі явища значних крутних моментів можна спостерігати при локальному завантаженні певної ділянки перекриття, при несиметричному розташуванні головних балок в системі монолітного перекриття.

Оскільки за вищезазначених умов залізобетонні елементи перекриття зазнають також і значних моментів кручення, то врахування в статичних розрахунках зміни також й **жорсткості при крученні**, а не лише при вигині, є **актуальною задачею**.

Метою роботи є встановлення визначення та оцінювання напружено-деформованого стану скінченоелементної схеми монолітного часторебристого (кесонного) залізобетонного перекриття з урахуванням утворення нормальних тріщин. Зокрема необхідно встановити вплив зміни жорсткості при крученні елемента в наслідок виникнення нормальних тріщин.

Для досягнення мети є необхідним вирішення **задач** дослідження:

- 1) дослідження та аналіз робіт, присвячених розрахунку залізобетонних конструкцій перекриття з урахуванням деформацій як вигну, так і кручення;
- 2) формулювання висновків з досліджень, постановка проблеми та планування числового експерименту;
- 3) аналіз способів моделювання ребристих перекриттів, вибір способу моделювання часторебристого перекриття для досягнення мети дослідження;

- 4) створення за методикою скінчених елементів із застосуванням ПК ЛІРА-САПР скінченоелементної моделі ребристого перекриття за обраним способом моделювання;
- 5) за призначених пружних жорсткостей елементам скінченоелементної моделі виконати її статичний розрахунок;
- 6) обчислення моменту утворення тріщин M_{cr} для ребер часторебристого перекриття;
- 7) на ділянках ребер, де $M_{max} \geq M_{cr}$ понизити в 4 рази жорсткість при вигині та виконати статичний розрахунок;
- 8) на ділянках ребер, де $M_{max} \geq M_{cr}$ понизити обидві жорсткості – при вигині та при крученні в 4 рази та виконати статичний розрахунок;
- 9) порівняти результати статичних розрахунків (напружено-деформованого стану) за пружного розрахунку та розрахунків з пониженими в наслідок тріщиноутворення жорсткостями;
- 10) сформулювати висновки та перспективи подальших досліджень

Об'єкт дослідження – кесонне монолітне перекриття розміром в плані 10,0x10,0 м.

Предметом дослідження є напружено-деформований стан скінченоелементної моделі часторебристого перекриття з урахуванням тріщиноутворення; оцінка врахування зміни жорсткостей на кручення та вигин з урахуванням тріщиноутворення на зміну напружено-деформованого стану елементів перекриття.

Практичне значення отриманих результатів

Результати числового дослідження дозволяють оцінити важливість врахування в статичних розрахунках залізобетонних систем перекриття жорсткості при крученні.

Апробація та публікація результатів роботи

Результати роботи опубліковано в збірнику тез студентсько-викладацької щорічної конференції Сумського національного аграрного університету.

Макаров Ю.Ю., Спрота М.М., Срібняк Н.М. Напружено-деформований стан циліндричної оболонки в залежності стріли підйому // *Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів та аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (13-17 листопада 2023 р.)* – Суми, 2023.

РОЗДІЛ 2

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ ОГЛЯД ДОСЛІДЖЕНЬ

За різних факторів, як то локальне завантаження залізобетонного диску перекриття, влаштування в конструкції отворів, несиметричне навантаження тощо обумовлюють виникнення в елементах такого перекриття не лише моментів вигину, але й суттєвих крутних моментів [7,8,9,10,11,12,13,]. Навіть після пружного розрахунку системи (без врахування виникнення нормальних тріщин) можна констатувати факт, що в елементах перекриття виникають значні крутні моменти. Очевидно, пониження жорсткості як при крученні, так і при вигині, призведе до перерозподілу крутних й згинальних моментів.

Як показують дослідження [13,14,15,16] величини крутних моментів можуть суттєво, в рази, збільшитися від значень крутних моментів, отриманих при пружному розрахунку. На перерозподіл зусиль в пластичній стадії роботи таких систем значним чином впливають тріщини різних типів та різного характеру утворення.

Найбільш характерними для плитно-балочних систем перекриттів є нормальні (перпендикулярні до поздовжньої осі елемента) тріщини. Вони обумовлюються дією моменту згину (рис.2.1).





Рис. 2.1 Приклади нормальних від вигину тріщин на мостових балочних конструкціях

На рис. 2.1,а наведено фото залізобетонної балки мосту, як приклад конструкції, яка працює в складному напруженому стані. На гранях такої мостової балки можна чітко розрізнити нормальні саме від вигину тріщини.

РОЗДІЛ 3

МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Серед методів, що застосовувалися в цій роботі слід виділити наступні:

- 1) *метод синтезу та аналізу інформації* – пошук та аналіз відомостей – літературних джерел, публікацій в рамках окресленої проблеми – розрахунків залізобетонних конструкцій перекриття в пластичній стадії роботи (з урахуванням тріщиноутворення); аналіз досліджень та публікацій щодо способів моделювання ребристих плит;
- 2) *метод скінчених елементів* – один із математичних методів, що застосовано для моделювання скінченоелементної моделі кесонного залізобетонного перекриття та для визначення напружено-деформованого стану розрахункової СЕ моделі в рамках виконання числового експерименту, що досліджується;

3) *аналітичний метод* обробки результатів статичного розрахунку розрахунків за допомогою ПК Microsoft Excel.

РОЗДІЛ 4

ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНЕ ТА КОНСТРУКТИВНЕ ВИРІШЕННЯ БУДІВЛІ

4.1 Об'ємно-планувальне рішення будівлі

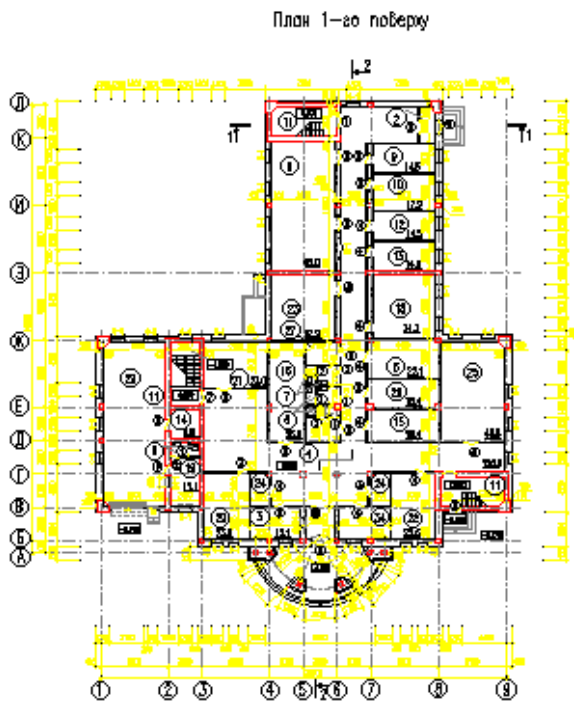
Будівля громадського призначення, яким є центр зайнятості в місті Чернігів, має плані складний неправильний обрис. Основні розміри будівлі в осях становлять 36,1×40 м. Будівля є чотириповерховою. Висота поверху становить 3,6 м. На другому поверсі зі сторони центрального фасаду запроектована їдальня на 120 осіб й також банкетна зала на 30 осіб.

На рис.4.1-4.4 наведено фасади, плани та розрізи будівлі, де проектується міжповерхове кесонне перекриття.



Рис.4.1 Фасад в осях 1-9

а)



б)

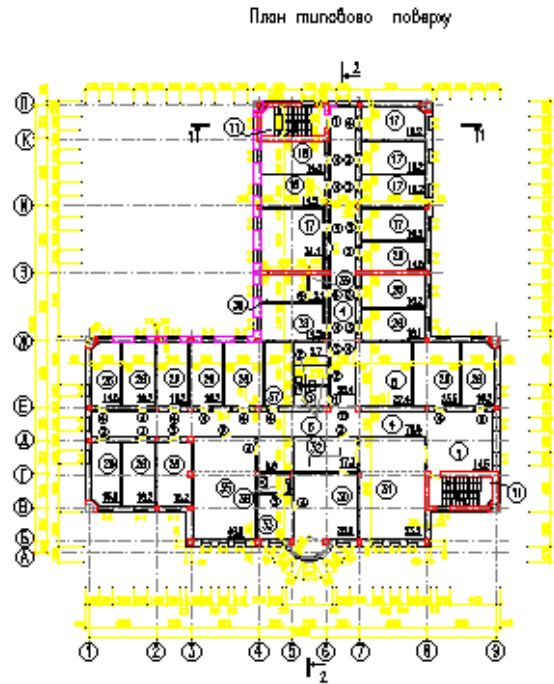


Рис. 4.2 Плани поверхів: першого-а; типового-б

Розріз 1-1

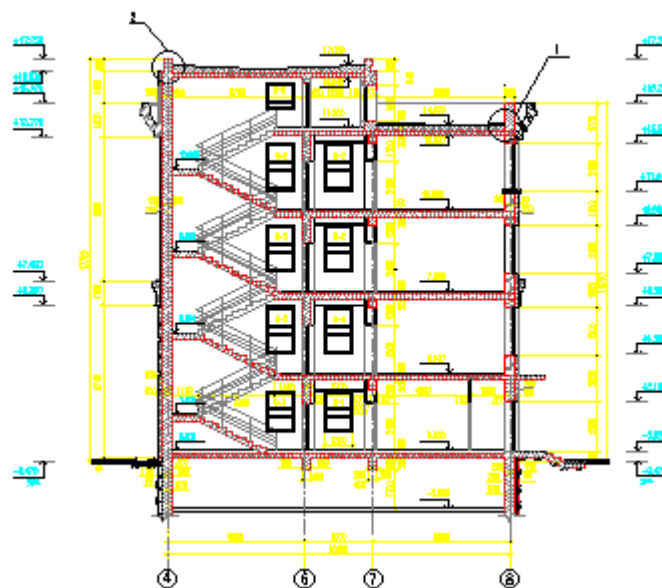


Рис.4.3 Розріз 1-1

Загальна висота будівлі центра зайнятості від рівня чистої підлоги першого поверху становить 16,0 м. Висота підвалу становить 2,5 м. Вхід до підвалу запроєктовано через перший поверх за допомогою спеціальної сходової клітки . В будівлі передбачено два під'їзди. Вхід до будівлі здійснюється через сходову клітку або завдяки запасному виходу, що

розташовано з двору території. Сходи є незадимлюваними. Перехід із сходової клітки до ліфтів відбувається через балкон. Запроектовано тамбури.

Для забезпечення вертикального зв'язку між всіма поверхами будівлі застосовано три ліфти та три сходові клітки. Розміри сходових кліток в осях становлять $6,0 \times 3,0$ м.



Рис. 4.4 Розріз 2-2

4.2 Конструктивне рішення будівлі

Несучої система будівлі прийнята змішаною. Має місце монолітний залізобетонний каркас з нерівномірною сіткою колон 3 ... 6 м та має місце спирання плити перекриття на несучі стіни. Просторова жорсткість каркаса досягається завдяки поперечним та поздовжнім рамам, діафрагмам жорсткості, стінам сходових кліток з товщиною 400 мм. Матеріал конструкцій каркасу – важкий бетон С 20/25.

Фундаменти під колони прийнято стовбчастим, неглибокого закладення під колони. Стрічковий - під монолітні стіни підвалу та несучі стіни із цегли. Клас бетону прийнято С 16/20.

Колони запроектовані перетином 400×400 мм, 400×600 мм з важкого бетону класу С 20/25. Діафрагми жорсткості прийняті товщиною 200 мм.

Стіни зовнішні нижче відмітки $-0,100$ м є монолітними залізобетонними з бетону класу С 20/25. за [17] товщиною в 400 мм. Стіни зовнішні на певних ділянках із керамічної цегли.

Перегородки – блоки з пористого бетону за [18] товщиною 100 мм на розчині М100.

Перегородки в вологих приміщеннях – повнотіла керамічна цегла пластичного формування із щільністю $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$ товщиною $\frac{1}{2}$ цегли з марки 100 за [19] на розчині марки М100.

Перегородки спираються безпосередньо на несучу конструкцію перекриття, а не на чисту підлогу.

Перекриття прийняте монолітне залізобетонне часторебристе. Бетон важкий С 20/25.

4.3 Конструктивне рішення монолітного кесонного перекриття

Диск перекриття – часторебриста (кесонна) плита з важкого бетону С 20/25.

Загальний вигляд монолітного кесонного перекриття розміром в плані $10,0 \times 10,0$ м наведено на рис. 4.5. Статичний розрахунок може бути виконано з використанням числового методу – методу скінчених елементів.

Для обчислення зусиль (моментів вигину, крутних моментів, поперечних сил) в елементах конструктиву кесонного перекриття (балках-ребрах і плитах) необхідне виконання статичного розрахунку.

Монолітне ребристе перекриття за рис.4.5 відповідає критеріям щодо «нескладної конфігурації ребер».

Полка плити шарнірно опирається на стіни по чотирьом бокам.

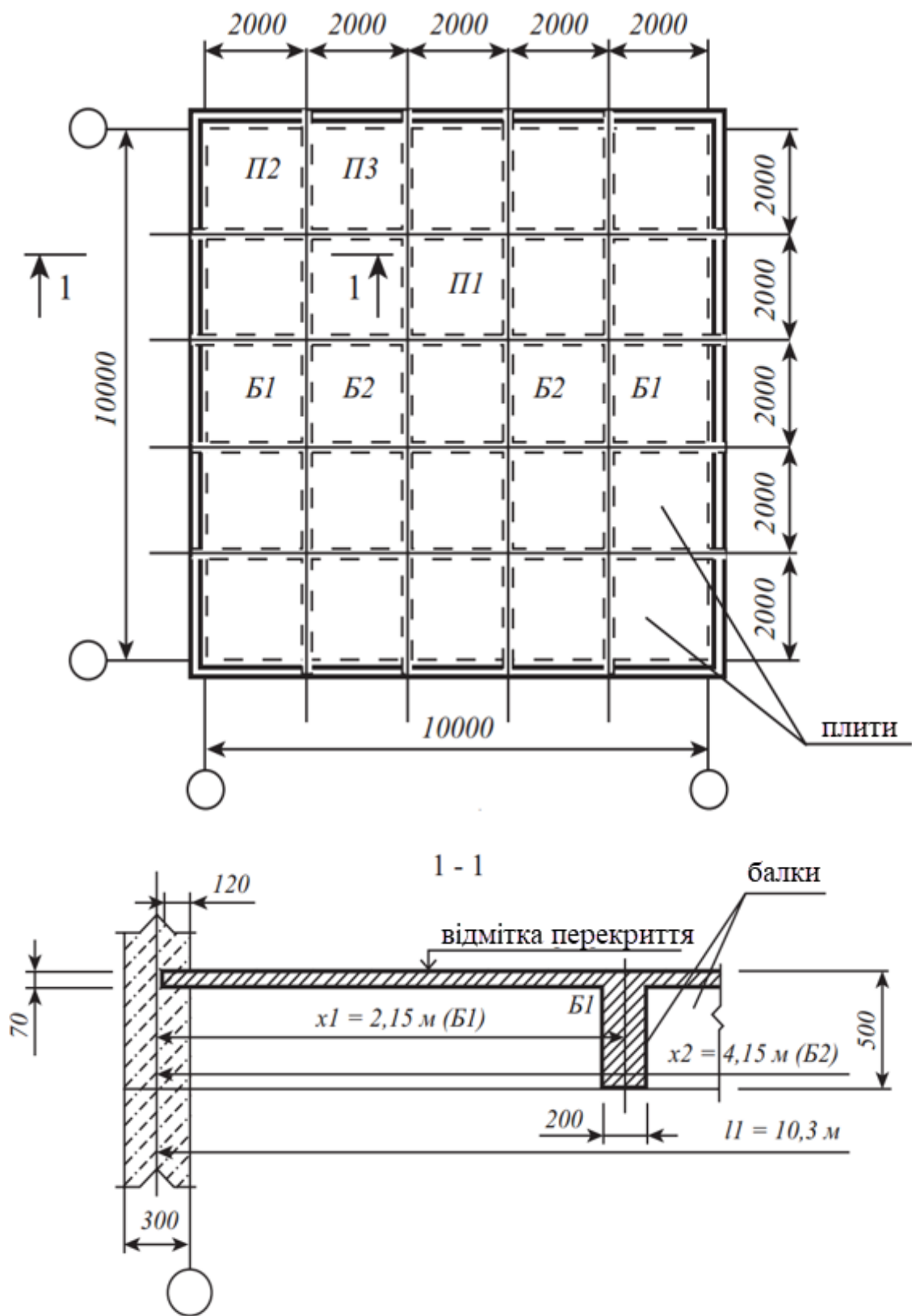


Рис. 4.5. Загальний вигляд монолітного кесонного перекриття

РОЗДІЛ 5

МОДЕЛЮВАННЯ РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРИТТЯ ІЗ ВИКОРИСТАННЯМ МСЕ

5.1 Можливі способи моделювання балочної плити

Аналітичні методи розрахунку часторебристих (кесонних) перекриттів, розроблені в період, коли ще не застосовувалися комп'ютери, наведено в багатьох посібниках із залізобетонних конструкцій. Ці методи досить громіздкі та їх доцільно застосовувати для нескладних конструкцій, як то для перекриттів з нескладною конфігурацією ребер. Але, навіть, із розвитком методів обчислення та програмних комплексів, що їх використовують, виникає доволі багато питань щодо моделювання та оцінки результатів розрахунку моделей.

Часторебристе перекриття або кесонне перекриття конструктивно виконано так, що його верхня поверхня є гладкою – балки не виступають із площини перекриття. При розрахунку таких конструкцій з використанням сучасних програмних комплексів, які базуються на методі скінчених елементів, доводиться оперувати такими поняттями як «стержень», «плита», «оболонка». Виникає питання, як «поєднати» два скінчених елемента різної розмірності, тобто як розташувати стержньовий елемент по відношенню до плитного елемента: центрально розміщуючи його по нейтральній (серединній) лінії плити чи зміщуючи від цієї лінії з певним ексцентриситетом? Йдеться про те, як змодельовати в розрахунковій схемі поздовжні й поперечні ребра й про те, яка з розрахункових моделей буде найкраще відображати дійсну роботу конструкції під дією навантаження) [20].

Практичний досвід показує, що розрахункові моделі, якими оперують проектувальники, за своєю фізичною суттю часто є далекими від реальної роботи конструкції. Причиною такої ситуації є потреба в стикуванні в вузлах розрахункової скінченоелементної моделі різної розмірності (стержньових

й пластинчатих скінчених елементів). Цій проблемі присвячена значна кількість публікацій авторів Городецького О.С., Перельмутера А.В., Слівкєра В.І., Мастачєнка В.М., Марковича А.С., Семенова В.А., Семенова П.Ю. й інших авторів. Термін оптимальності схеми є питанням дискусійним. Розрахункова модель, насамперед, повинна бути такою, щоб можливо було вирішити поставлені задачі розрахунку.

Можливо змодєлювати розрахункові моделі часторебристих (кєсонних) перекриттів, використовуючи стандартний перелік скінчених елементів.

Балочні плити можна змодєлювати декількома способами (рис.5.1).

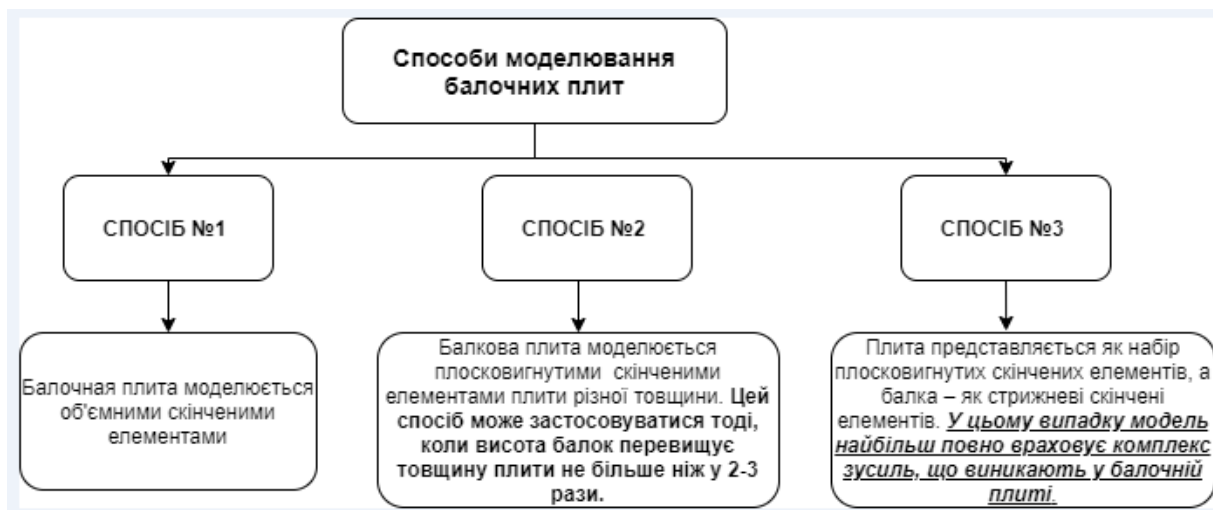


Рис.5.1 Способи моделювання ребристих (балочних) плит за допомогою скінчених елементів

На рис.5.2 наведено можливі скінченоелементні моделі, що можуть бути прийняті в якості моделей для апроксимації ребристої (балочної) плити. На рис.5.2 показані можливі комбінації елементів для моделювання плитно-балочної плити. Так, на рис 5.2 а, б, в наведено способи моделювання плитної та балочної частини за допомогою пластинчатих скінчених елементів (плитна частина) та стержньових елементів (балочна частина). На рис.5.2, а середній шар пластинчатого скінченого елемєнту співпадає з центром ваги прямокутного перерізу стержня. Тобто рознесення серединної лінії та центру ваги стержня – відсутні. На рис.5.2,б середній

шар пластинчатого скінченного елемента віднесений на певну відстань (величину жорсткої вставки) від центру ваги прямокутного перерізу стержня. На рис.5.2, в середній шар пластинчатого скінченного елемента співпадає з центром ваги перерізу стержня, а переріз стержня прийнято у вигляді тавра з полкою вгорі.

На рис. 5.2 г, д, е наведено моделювання плитної та балкової частини за допомогою одного типу скінчених елементів – пластинчатих. На рис. 5.2 г- серединний шар пластинчатого СЕ плитної частини та серединний шар СЕ, що моделює балкову частину, співпадають; на рис. 5.2, д плитна та ребриста частина рознесені на величину жорсткої вставки; на рис. 5.2, е- жорстка вставка відсутня, а напрямок пластинчастих скінчених елементів плитної та балочної частин розташовані перпендикулярно.

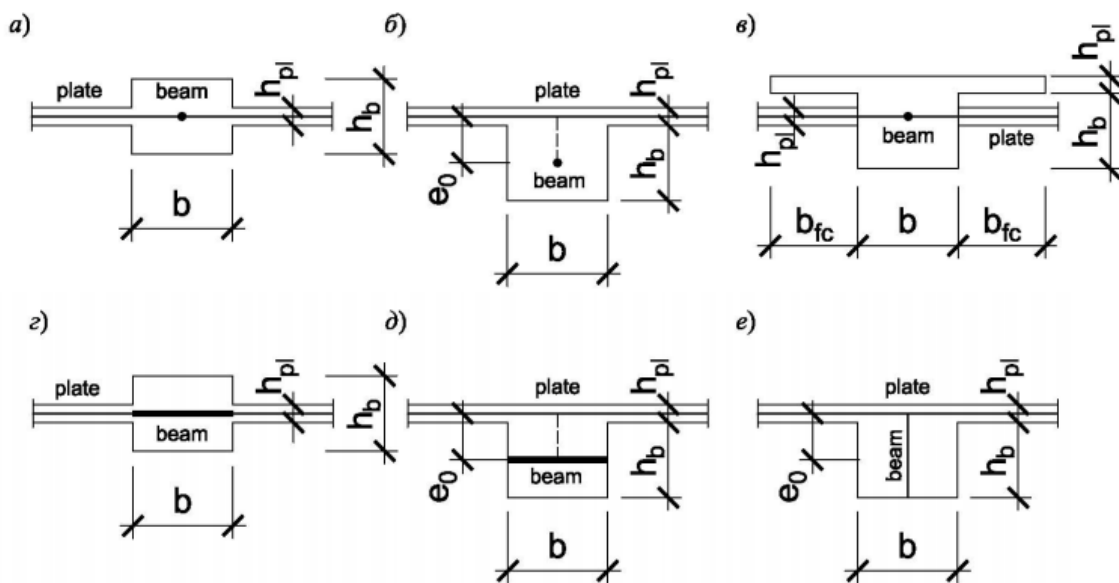


Рис.5.2 Комп'ютерні моделі часторебристого перекриття

Досить поширеними є дискретні моделі, в яких плити перекриття моделюються двомірними скінченими елементами пластин або оболонок, а ребра плит – одновимірними стержньовими скінченими елементами (рис.5.2 а, б, в) [20]. Значна популярність подібних схем обумовлена, одного боку, відносною сумісністю двомірних скінчених елементів типу пластина. Для пластин характерна група зусиль, що виникають при згині, та одновимірних скінчених елементів типу стрижні. З іншого боку, застосування вище

перелічених типів скінчених елементів дозволяє реалізовувати окремий розрахунок армування плит та ребер (балок), що успішно може бути виконано за допомогою модулів автоматизованого розрахунку арматури [21].

5.2 Аналіз та вибір оптимальної скінченоелементної моделі

Для побудови вірної комп'ютерної моделі балочної плити необхідно забезпечити спільну роботу плити та ребер (балок). Тобто необхідно враховувати роботу балок (ребер) в частині плити. Таким чином, модель на рис. 5.2, *a* не відповідає цьому критерію [20].

Для врахування ексцентриситету між центром ваги перерізу балки та серединної поверхні плити використовують інструмент **абсолютно жорсткі вставки** (рис. 5.2, *b*). В такому випадку введення абсолютно жорстких вставок є реалізацією гіпотези Кірхгофа. За цією гіпотезою плоскі перерізи залишаються плоскими також й в деформованому стані елемента. Наявність ексцентриситету стержньового скінченого елемента призводить до виникнення в плитній частині **мембранної групи зусиль, що понижують моменти вигину в прольоті**. Цей факт підтверджується даними експериментальних досліджень про сприятливий вплив розпірних зусиль. Отже, при врахуванні ексцентриситету балок **плиту рекомендовано моделювати скінченими елементами типу оболонка**. Ці скінчені елементи здатні сприймати **окрім згинальної групи зусиль, також й мембранну групу зусиль**. Необхідно відзначити, що з одного боку застосування ексцентричного з'єднання балки усуває питання врахування частини плити (полки) в роботі балки (ребра), але з іншого боку обумовлює виникнення в стержньовому елементі **поздовжньої осьової сили N , яка врівноважує мембранну групу зусиль у плиті**. Отже, визначальним внутрішнім зусиллям в ребрах при оцінюванні їх напружено-деформованого стану є осьове зусилля, яке ексцентрично прикладене відносно нейтральної осі. Такий розподіл зусиль не є характерним для

балкових ростверків. Отже, при застосуванні постпроцесора підбору арматури армування балок (ребер) буде виконано як для позакентрово розтягнутих елементів.

Аналізуючи різні джерела [20, 22, 23, 24, 26] прийшли до висновку, що модель з'єднання плитної частини та ребра з використанням абсолютно жорстких вставок на рис. 5.3, що також відповідає схемі за рис.5.2, б, може бути прийнятною для подальшого скінченоелементного моделювання в ПК ЛИРА –САПР. Аналогічним за функцією інструментом до інструменту «абсолютно жорстка вставка» є інструмент «абсолютно жорстке тіло». Про особливості застосування цих інструментів див. п. 6.1.

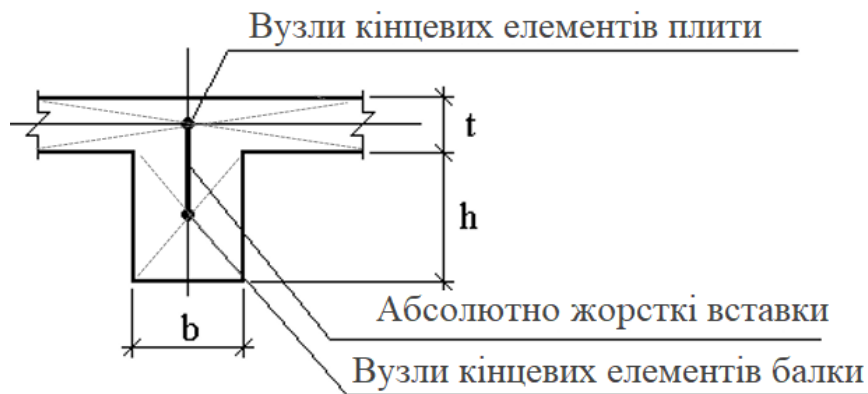


Рис.5.3 Ексцентричність стиків в узлах плитного та стержньового елементів

Довжина жорсткої вставки дорівнює відстані від центру ваги перерізу полки (або її серединної поверхні) до центру ваги перерізу ребра.

Якщо (за рис.5.2,б): $h_{\text{плити}} = 0,07 \text{ м}$, $h_{\text{стілки балки}} = 0,5 - 0,07 = 0,43 \text{ м}$, то довжина жорсткої вставки згідно рис. 5.3 дорівнює:

$$\frac{0,07}{2} + \frac{0,43}{2} = 0,25 \text{ м.}$$

Таким чином, стержні поперечним перерізом $0,2 \times 0,43 \text{ м}$ «підвішуються» за допомогою жорстких вставок до вузлів плитної частини, що змодельована пластинами. Вузли лежать в серединній поверхні пластин.

В [26] вказано, що розглянута модель (рис. 5.2,б) найбільш повно описує дійсну роботу балочного перекриття. Також при такому способі моделювання усувається питання щодо про ступеня включення до роботи плити при згині балок.

РОЗДІЛ 6

МОДЕЛЮВАННЯ СКІНЧЕНО-ЕЛЕМЕНТНОЇ РОЗРАХУНКОВОЇ МОДЕЛІ ЗАЛІЗОБЕТОННОГО КЕСОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ

6.1 Скінченоелементна модель кесонного перекриття

Перекриття має розмір в плані 10,0x10,0 м (рис.6.1, б). Переріз ребер є однаковим за обома напрямками (рис.6.1,а).

В програмному комплексі ЛІРА-САПР 2024 побудуємо скінченоелементну схему монолітного кесонного перекриття (рис. 6.2).

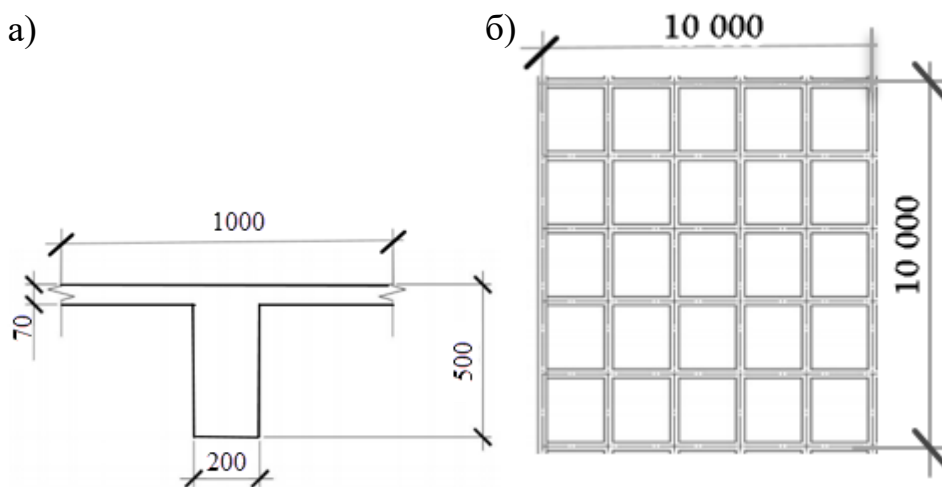


Рис. 6.1. Поперечний переріз залізобетонної кесонної плити перекриття –а;
загальний вигляд в плані перекриття –б

Розрахуємо числовим методом кесонне монолітне перекриття, схема якого наведена на рис.6.1.

Плитна частина перекриття апроксимована пластинчатими скінченими елементами (СЕН№41) товщиною 7,0 см. Ребра апроксимовані стержньовим скінченим елементом загального типу (СЕН№10) 20x43 см.

Кожне ребро кесонного перекриття розбите на відрізки довжиною в 0,2 м. Така величина розбивки стержньового елемента прийнята виходячи із зручності визначення саме на ділянках такої довжини величин моментів вигину.

В п.5 цієї роботи наведена методика створення скінченоелементної моделі ребристої плити за допомогою опції «абсолютна жорстка вставка». Величина цієї вставки обумовлює, яким чином ребро буде розташоване відносно плитної частини (рис. 6.2).

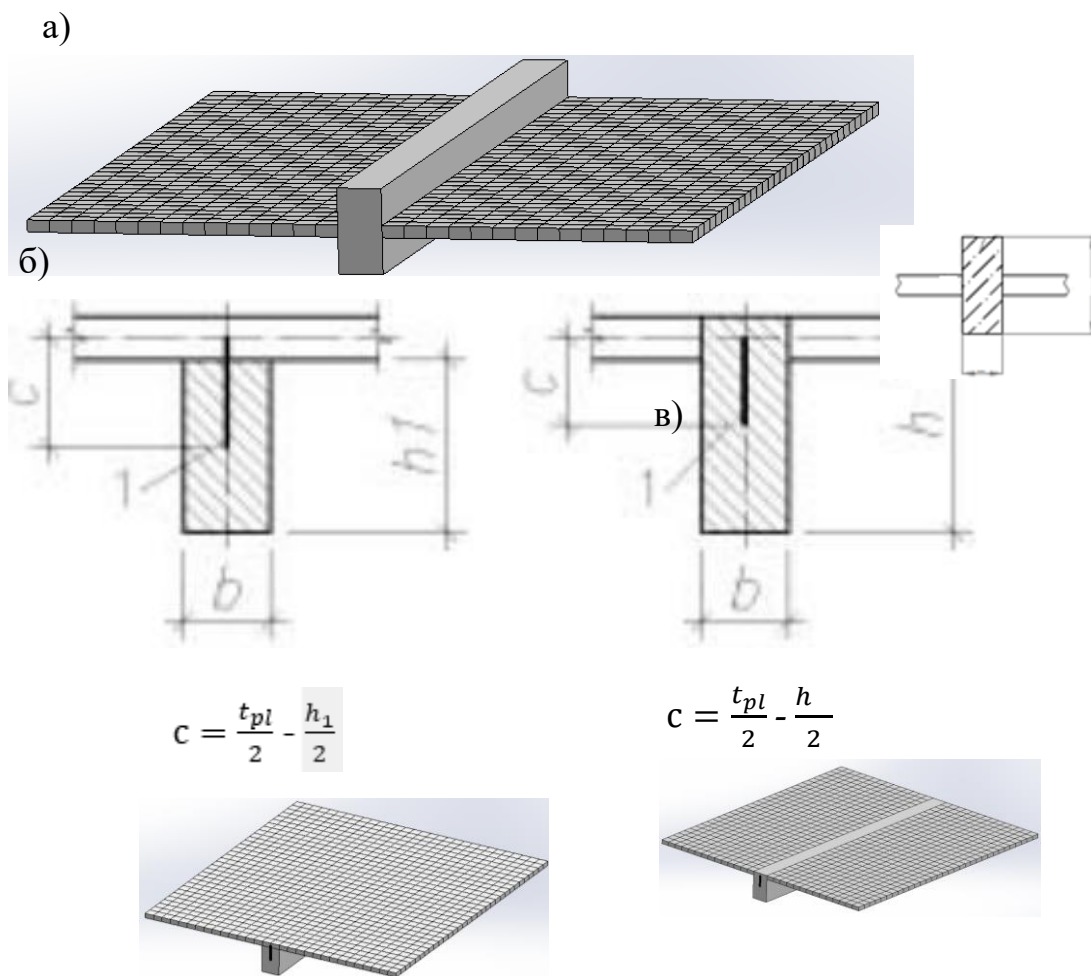


Рис 6.2 Жорстка вставка відсутня (серединна лінія пластинчатого СЕ елемента та центр ваги стержньового елемента прямокутного перетину знаходяться на одній лінії) -а; величина жорсткої вставки моделює примикання ребра до плитної частини-б; величина жорсткої вставки моделює «врізання» ребра в плитну частину -в

Якщо ми оперуємо поняттям «жорстка вставка», то воно відноситься до кінцевих елементів. Аналогічним за суттю в ПК ЛІРА є інструмент «абсолютно жорстке тіло». Ця опція притаманна для вузлів СЕ схеми.

Об'єднуючи вузли СЕ різної мірності (стержні, пластини) в жорстке тіло можна також змодельовати з'єднання плити з ребром (рис. 6.2 б, в).

Відмінність полягає в тому, що серединний шар пластинчатого СЕ та центр ваги стержньового СЕ прямокутного перерізу «розносяться» на відстань, що дорівнює відстані між центром ваги стержня та серединною лінією пластини (рис. 6.2, б) або відстані, що дорівнює різниці між половиною товщини плитної частини та половиною загальної висоти плити (рис. 6.2, в). Після рознесення на відстань за варіантом 1 (рис.6.2,б) або варіантом 2 (рис.6.2,в) пластинчатих СЕ та стержньових СЕ за допомогою опції «абсолютно жорстке тіло» виконують об'єднання вузлів стержньових елементів та пластинчатих СЕ, що лежать в одній вертикальній площині.

Скінченоелементна схема, побудована в ПК ЛІРА-САПР, з врахуванням способу з'єднання плити із ребрами «абсолютно жорстке тіло» наведена на рис.6.3.

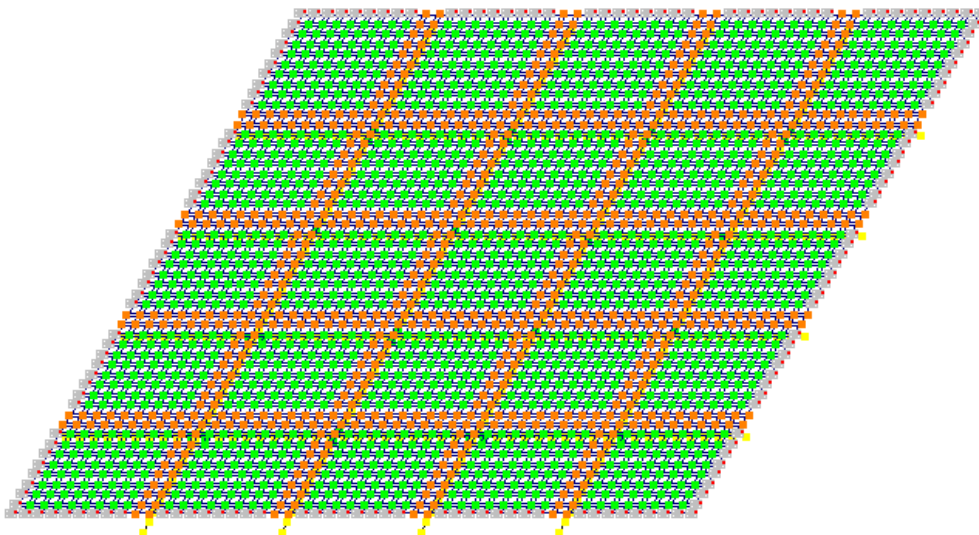


Рис. 6.3 Скінченоелементна модель кесонного перекриття

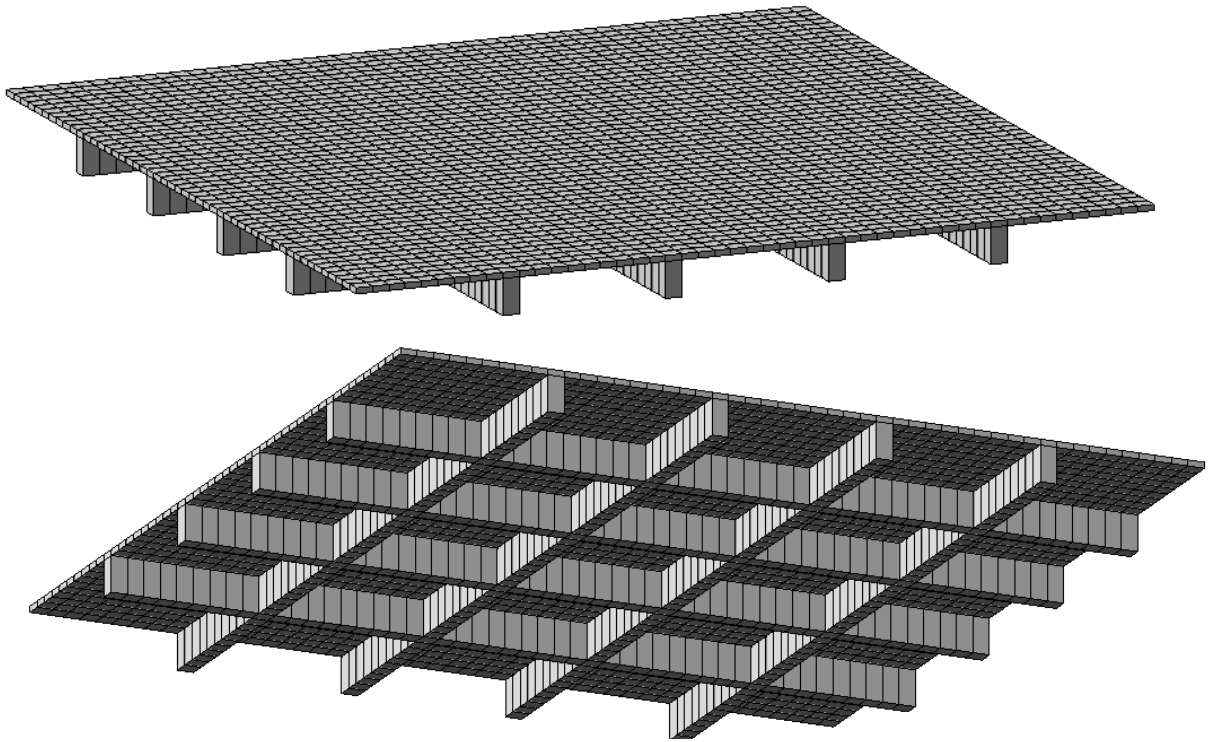
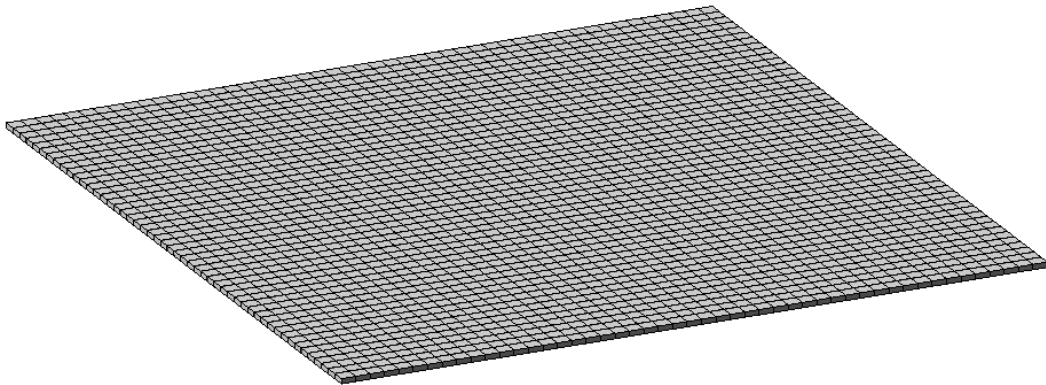


Рис. 6.4. Розрахункова просторова модель кесонного монолітного перекриття за рис.6.1

а)



б)

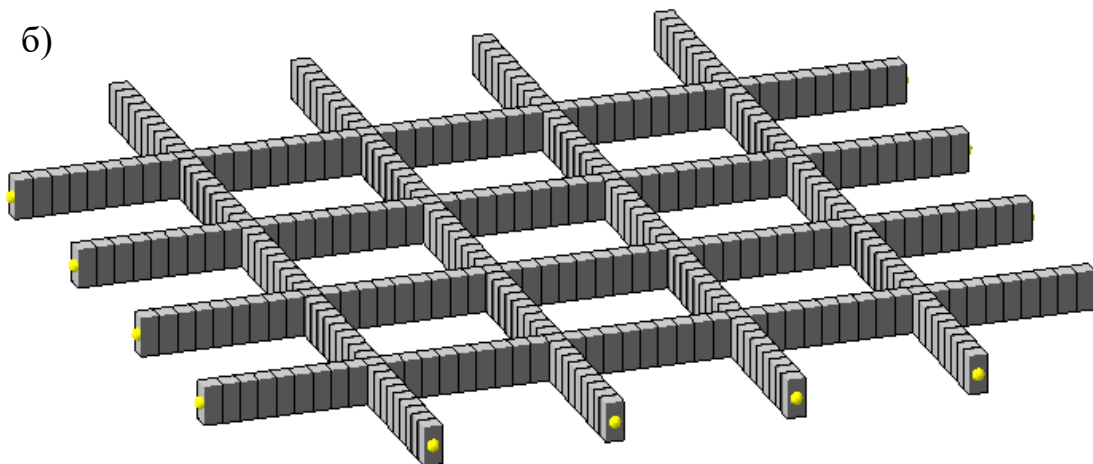


Рис. 6.5. Просторова модель плитної частини ребристого перекриття—а; просторова модель ребристої частини перекриття—б

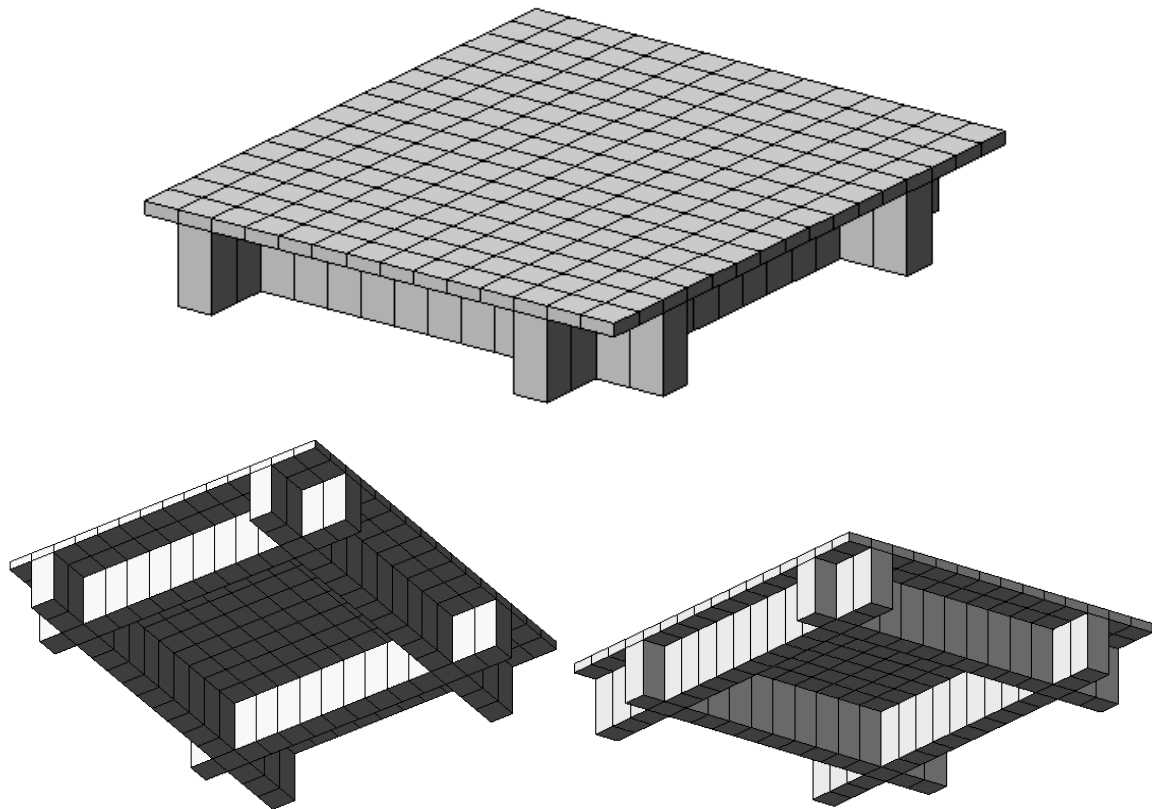


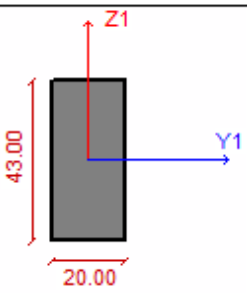
Рис. 6.6. Фрагмент 2х2 м, виокремлений з масиву кесонної структури

6.2 Призначення жорсткостей елементам СЕ схеми

В таблиці 6.1 наведено жорсткісні характеристики стержньових кінцевих елементів прямокутного перерізу (рис.5.2), з яких змодельована скінченоелементна схема. Ці типи жорсткості призначені стержньовим елементам скінченоелементної схеми, що моделюють ребра, при пружному розрахунку. Стержньовим елементам призначено параметри жорсткості в числовому форматі.

Прийнято плиту із бетону класу $C20/25$ з наступними характеристиками [27]: $f_{cd} = 14,5$ МПа, $f_{ctk,0,05} = 1,5$ МПа = $0,15$ кН/см², $E_{cd} = 23$ ГПа = $2,3 \cdot 10^4$ МПа = $2\ 300$ кН/см².

Таблиця 6.1 - Жорсткості елементів при пружному розрахунку

Тип СЕ	Назва параметру	Позна- чення величини	Значення	Одиниця виміру
 Бетон класу С20/25	Осьова жорсткість	EF	263160	т
	Жорсткість на згин відносно осі Y	EJ_y	4054,86	$т \cdot м^2$
	Жорсткість на згин відносно осі Z	EJ_z	877,2	$т \cdot м^2$
	Жорсткість на кручення	GJ_t	1036,06	$т \cdot м^2$
	Початковий модуль пружності	E	$2,3 \cdot 10^6$	$т/м^2$
	Модуль зсуву	G	958333	$т/м^2$
	Коефіцієнт Пуасона	ν	0,2	
	Момент опору перерізу в пластичній стадії роботи бетону	W_{pl}	9245	$см^3$

На першому етапі (рис.6.6) планується виконати статичний розрахунок системи, елементам якої призначено жорсткісні характеристики в числовому форматі за табл.6.1.

6.3 Навантаження та граничні умови

Залізобетонна плита опирається по периметру шарнірно (заборонено лінійне переміщення вздовж осі Z). Навантаження, що прикладено на поле плитної частини є рівномірно розподіленим навантаженням на пластинчатий скінчений елемент.

Збір навантажень на кесонне перекриття й плиту кесонного перекриття наведено в таблиці 6.1.

Таблиця 6.2 - Навантаження на 1м² перекриття

№ з/п	Назва та значення навантаження, кН/м ²	Характеристичне значення, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове значення, кН/м ²
1. Постійне навантаження				
1.1	Підлога	0,24	1,2	0,29
1.2	Власна вага кесонної плити	Автоматично обчислюється в ПК ЛІРА-САПР		
2. Тимчасове навантаження (корисне)		2,0	1,2	2,4
Всього на перекриття (без урахування власної ваги):				2,69

За [27] для бетону класу C20/25 характеристичний опір бетону на розтяг становить $f_{ctk,0,05} = 1,5 \text{ МПа} = 0,15 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$.

Визначимо величину моменту вигину, який викликає утворення тріщин:

$$M_{crc} = f_{ctk} \cdot W_{pl} \quad (6.1)$$

Де W_{pl} – моменту опору перетину стержня при роботі елемента в пластичній стадії деформування:

$$W_{pl} = W_{elast} \cdot 1,5 \quad (6.2)$$

Момент опору перерізу W_{pl} при роботі в пружній стадії для стержня прямокутного перерізу (табл.6.1): $W_{pl} = 9245 \text{ см}^3$.

Момент утворення тріщин M_{crc} для стержнів 1-го типу кінцевоелементної схеми:

$$M_{crc} = f_{ctk} \cdot W_{pl} = 0,15 \cdot 9245 = 1386,75 \text{ кН} \cdot \text{см} = 1,41 \text{ т} \cdot \text{м}$$

Таким чином, при аналізі епюри моментів $M_{y, elast}$ (рис. 6.9,а), можна виділити ділянки плит, в перерізах яких максимальний момент вигину від зовнішнього навантаження $M_{y, max}$ буде перевищувати $M_{cr,c}$ (рис. 6.9,б).

Таблиця 6.3 - Жорсткості на вигин та кручення для стержньового елемента ($EI_y/4$, $GI_k/4$) на ділянках ребер, де виникають нормальні тріщини

№ з/п	Назва параметру	Позначення	Значення величини	Одиниця виміру
1	Згинальна жорсткість щодо осі Y	EI_y	1013,715	Г·м ²
2	Жорсткість на крутіння	GI_k	259,015	Г·м ²

6.4 Алгоритм виконання числового експерименту

На рис.6.7 наведено алгоритм виконання числового експерименту

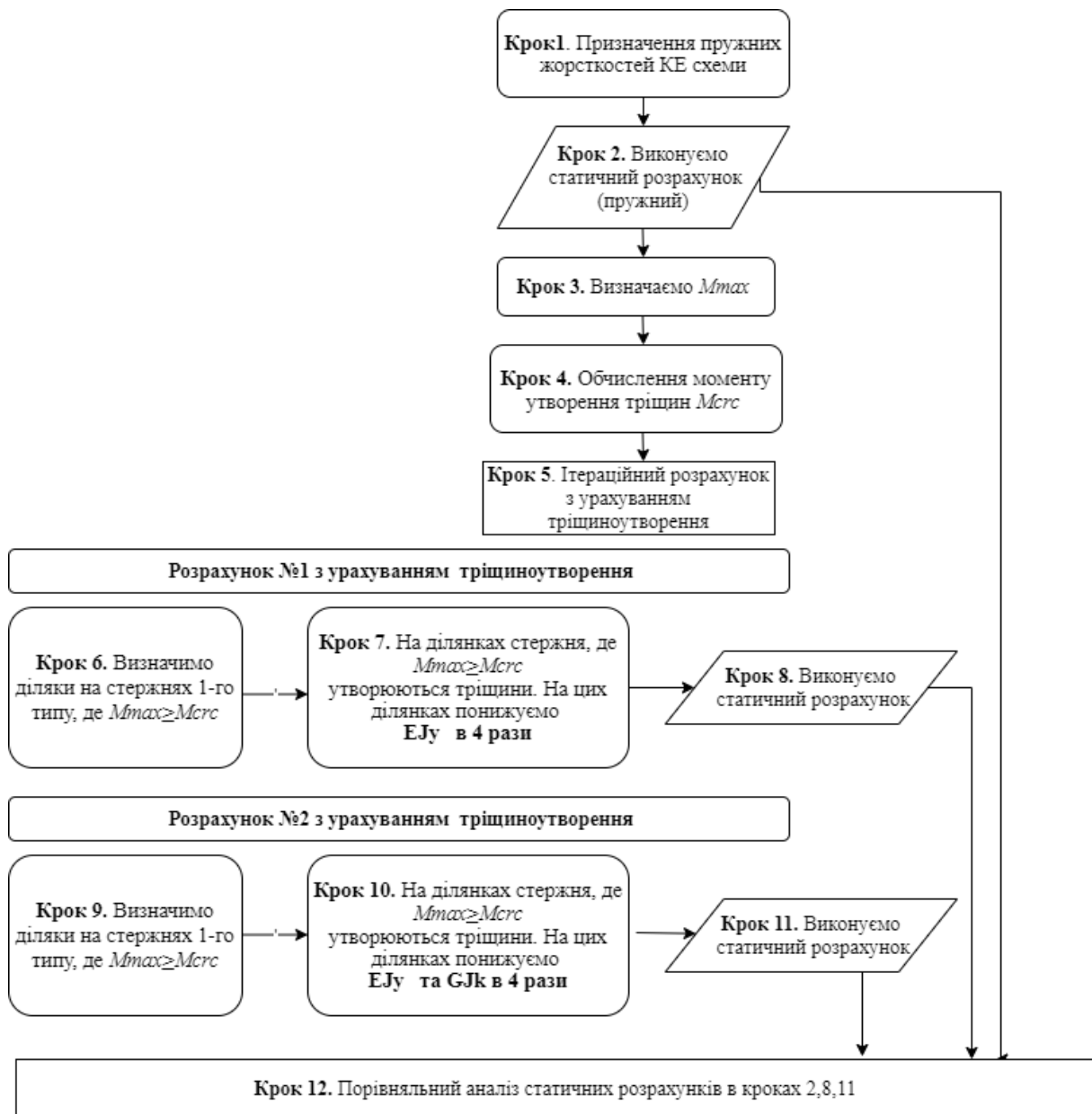


Рис.6.7 Алгоритм числового експерименту

На першому етапі (рис.6.7) планується виконати статичний розрахунок системи, елементам якої призначено пружні значення жорсткості (таблиця 6.1). Далі обчислюємо момент тріщиноутворення $M_{crс}$ й виконуємо порівняння моменту вигину M_y на ділянках стержнів скінченоелементної схеми за рис.6.8.

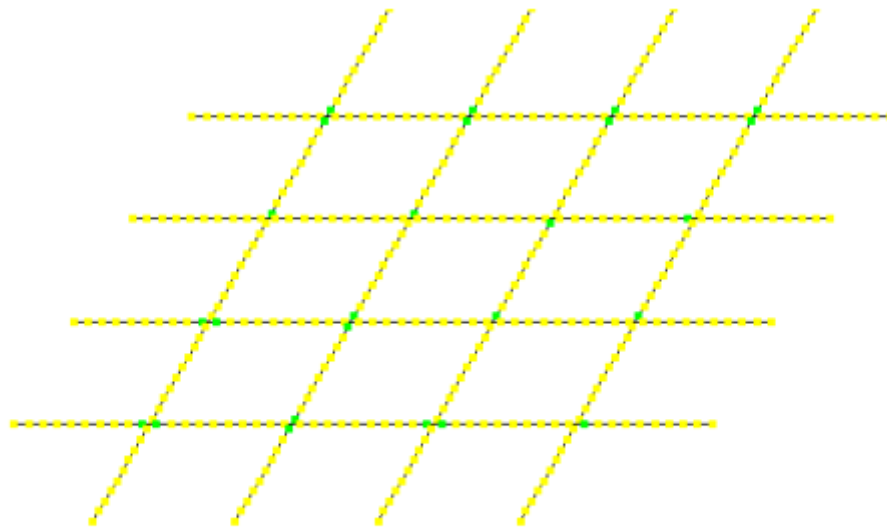


Рис. 6.8 Фрагментація скінченоелементної схеми перекриття - показана лише ребриста частина плити

На ділянках, де максимальний момент вигину $M_{max} > M_{crc}$, з'являються нормальні від вигину тріщини. На наступних етапах виконаємо ітераційні розрахунки при понижень в 4 рази лише одній жорсткості на вигин $EI_y/4$ (табл. 6.3). та понижених обох жорсткостях на вигин та на кручення $EI_y/4$ та $GI/4$ (за табл. 6.3).

Ітераційні розрахунки припинялися, коли значення жорсткості елемента зі зміненими жорсткостями на останній ітерації співпадало з значенням жорсткості елементів на попередній ітерації. Змінений тип жорсткості – це понижений тип жорсткості, оскільки враховував тріщиноутворення. Як показували подібні попередні числові експерименти, кількість ітерацій, як правило, складало 5...6 ітераційних розрахунків. Але в даному дослідженні при кожному типі розрахунку з пониженою жорсткістю виявилось достатнім одного ітераційного розрахунку.

На рис. 6.9 наведена епюра моментів вигину після першого пружного розрахунку. Із рис. 6.8 видно, що значення моментів майже по всій довжині стержня (ребра) перевищують величину $M_{crc}=1,41$ тм.

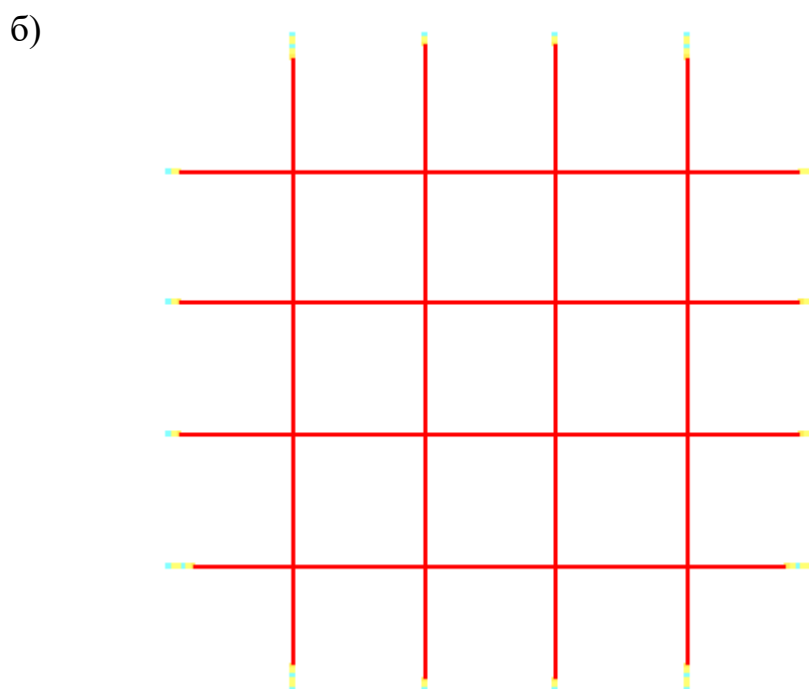
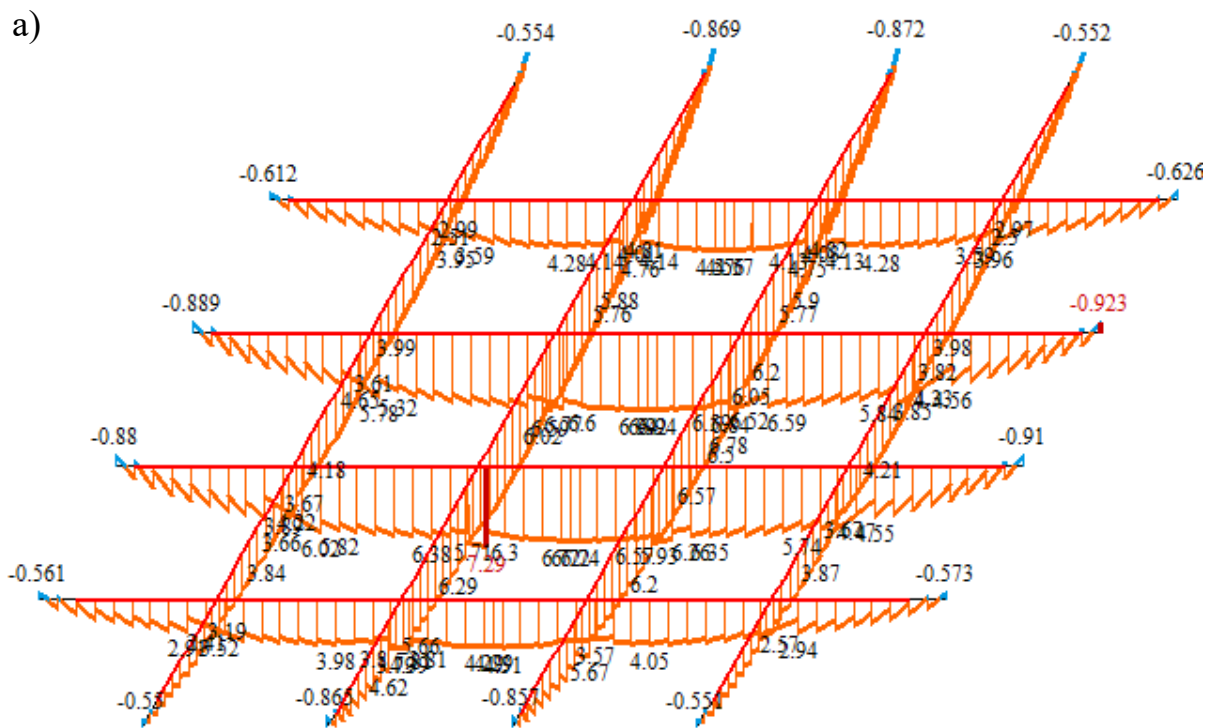


Рис. 6.9 Епюра моментів вигину M_u після пружного розрахунку-а; ділянки, де $M_{max} \geq M_{cr}$ після 1-го пружного розрахунку-б

На рис.6.9,б червоним інвертовано ділянки ребер (фактична вся довжина стержня), де виникають нормальні від вигину тріщини після першого пружного статичного розрахунку.

Далі, на цих ділянках, де $M_{max} \geq M_{cr} = 1,41 \text{ тм}$ понизимо у першому розрахунку з урахуванням тріщин (табл. 6.3) лише одну жорсткість на вигин EJ_y в 4 рази. Виконаємо перший тип статичного розрахунку з пониженою жорсткістю.

В рамках другого розрахунку з урахуванням тріщин (табл.6.3) понизимо обидві жорсткості в 4 рази – жорсткість при вигині EJ_y та жорсткість при крученні GJ_t .

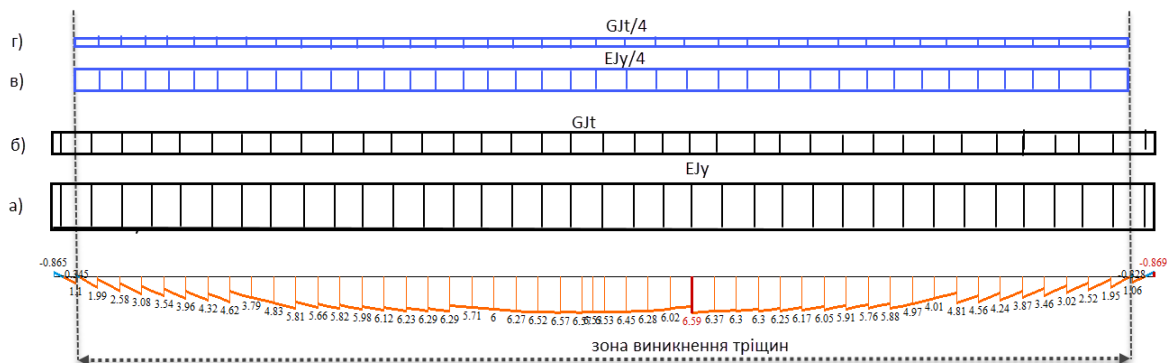


Рис. 6.10 Епюра моментів вигину в найбільш напруженій балці; жорсткості, що відповідають етапам експерименту: постійні по всій довжині елемента жорсткості на вигин та кручення (перший етап розрахунку- балка без тріщин)- а, б; понижені жорсткості в 4 рази на вигин та на кручення на ділянці балки, де виникають нормальні тріщини -в, г

РОЗДІЛ 7

АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ СТАТИЧНОГО РОЗРАХУНКУ

7.1 Аналіз деформативності схеми

З метою порівняння параметрів деформативності плити перекриття за різних типів розрахунку було проаналізовано величини вертикальних прогинів f_z . На рис. 7.1 наведено деформовану схему перекриття.

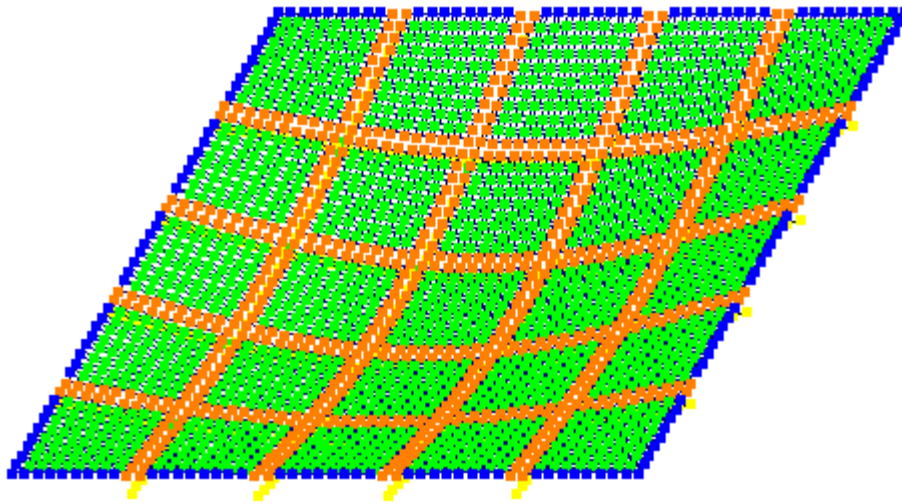
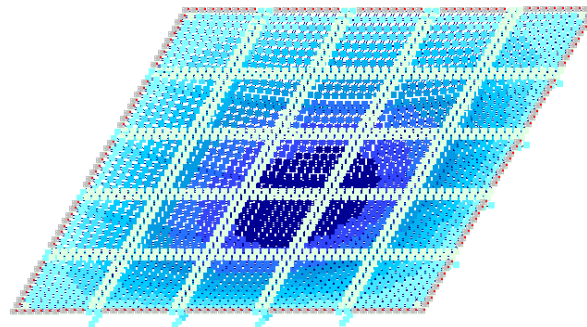
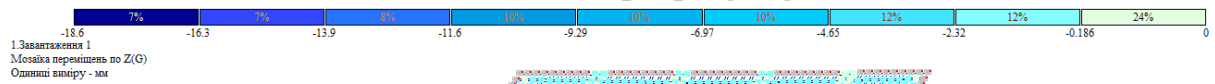


Рис.7.1 Деформована схема кесонного перекрыття при пружного статичного розрахунку



Zy
x

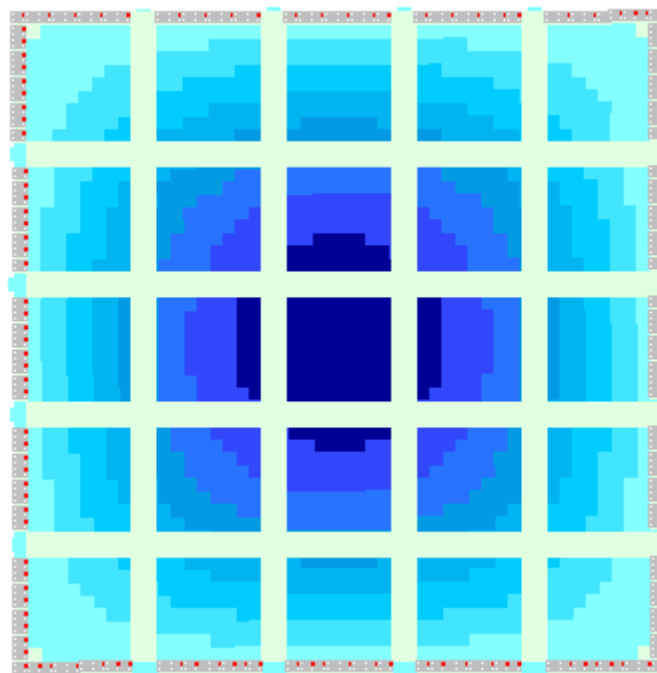


Рис. 7.2 Мозаїка переміщень вузлів SE схеми вздовж осі Z після пружного розрахунку

В таблиці 7.1 наведено максимальні значення переміщень вузлів як плитної частини плити, так і ребристої при всіх типах розрахунку (рис.6.7).

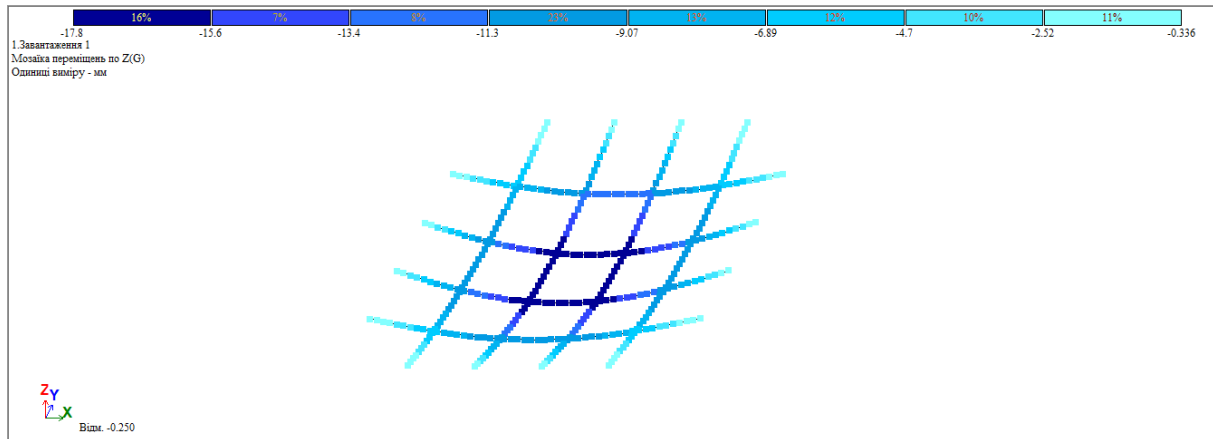


Рис.7.3 Мозаїка переміщень вузлів SE схеми вздовж осі Z для ребристої частини перекриття після пружного розрахунку

В таблиці 7.1 наведено максимальні значення переміщень вузлів як плитної частини плити, так і ребристої при всіх типах розрахунку (рис.6.7).

Таблиця 7.1 - Максимальні значення переміщень SE моделі перекриття

Тип розрахунку	Переміщення f_z , (мм)	
	Плита	Ребра
Пружна жорсткість	-18,6	-17,8
$EJ_y/4$	-22,9	-22
$EJ_y/4; GJ_t/4$	-27,4	-26,38

Так, різниця між пружним розрахунком плитної частини та розрахунком при пониженій лише одній жорсткості на вигин становить 23,11%. Різниця в прогинах плитної частини між розрахунком з пружними жорсткостями та розрахунком з пониженими в 4 рази обома жорсткостями становить 47,4%.

На рис. 7.4 наведено графіки прогинів ребра плити, де виникають найбільші прогини.

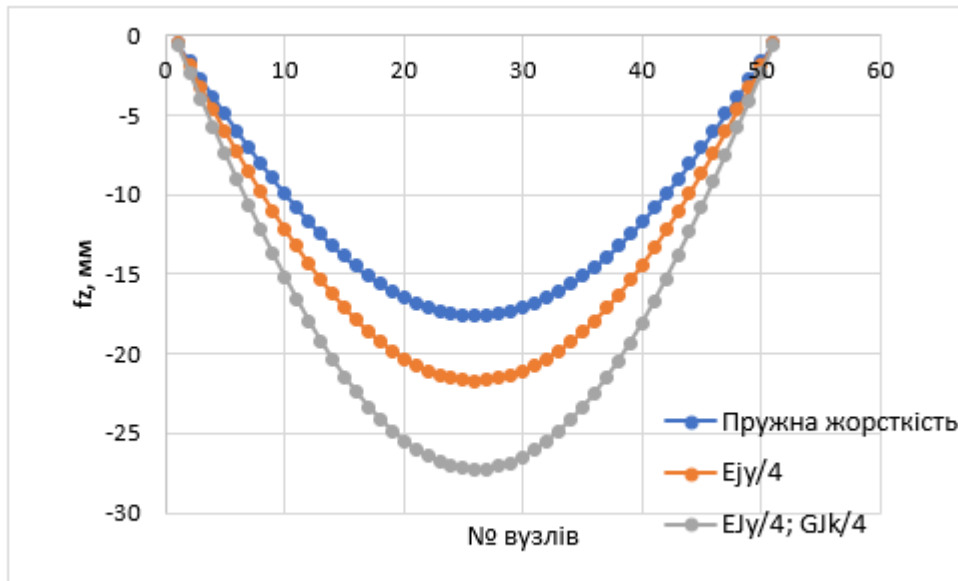


Рис. 7.1 Графіки прогинів ребра плити, де виникають найбільші прогини

З рисунка 7.1 видно, що при урахуванні пониження тільки згинальної жорсткості від утворення тріщин, що традиційно використовується при проектуванні, максимальний прогин збільшується в 1,23 рази. Врахування же зміни і згинальних, і крутильних жорсткостей збільшує максимальний прогин в 1,47 рази. Таким чином, величина максимального прогину при врахуванні зміни і згинальних, і крутильних жорсткостей на 19,7% більше, ніж максимальний прогин при врахуванні зміни тільки згинальних жорсткостей.

На рис. 7.2 наведена діаграма максимальних прогинів плитної та ребристої частин кесонного перекриття.

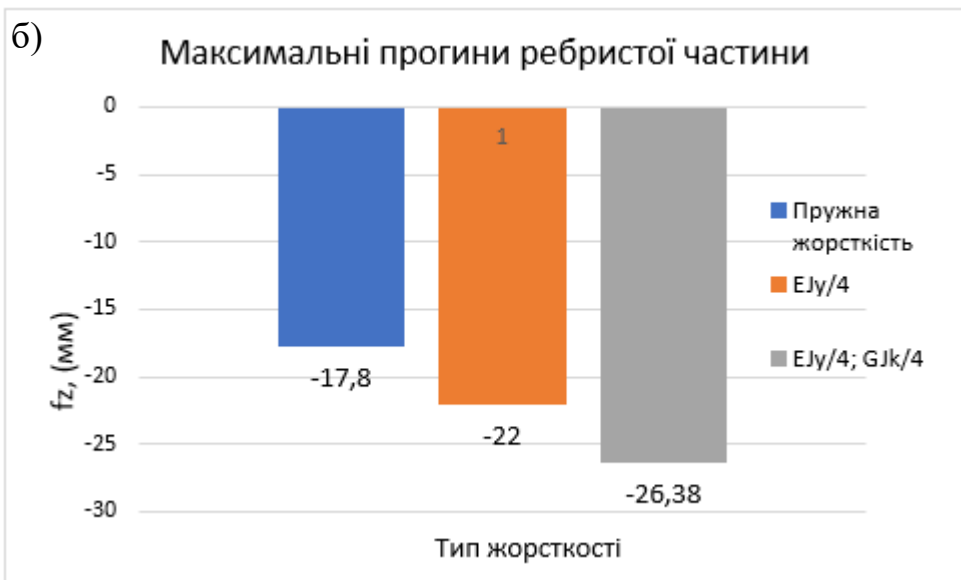
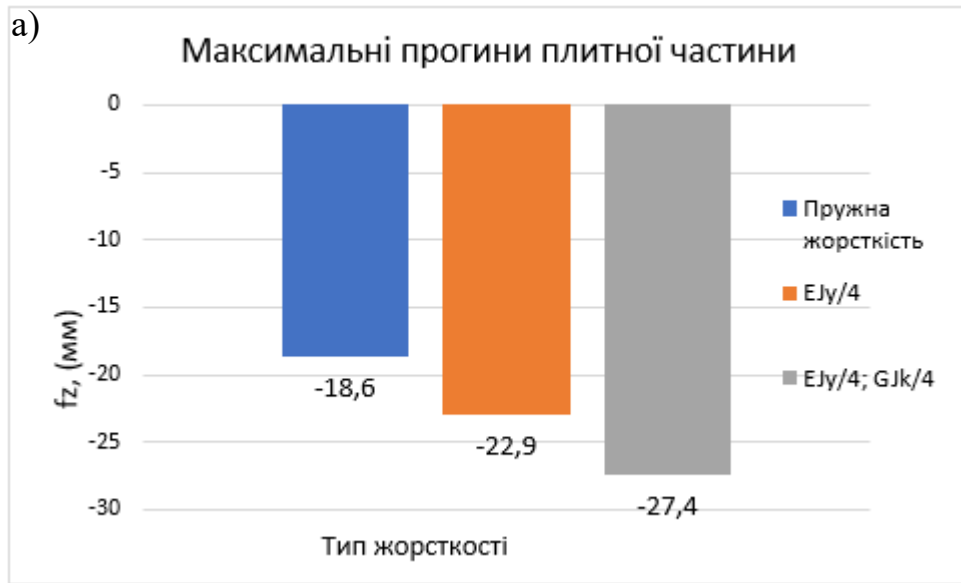


Рис. 7.2 Максимальні прогини після всіх типів розрахунку для: плитної частини кесонної плити -а; ребристої частини плити – б

7.2 Аналіз напруженого стану ребристої частини перекриття

В таблиці 7.2 наведено максимальні значення зусиль, що виникають в стержневих елементах (ребрах перекриття) за різних типів жорсткостей.

б)

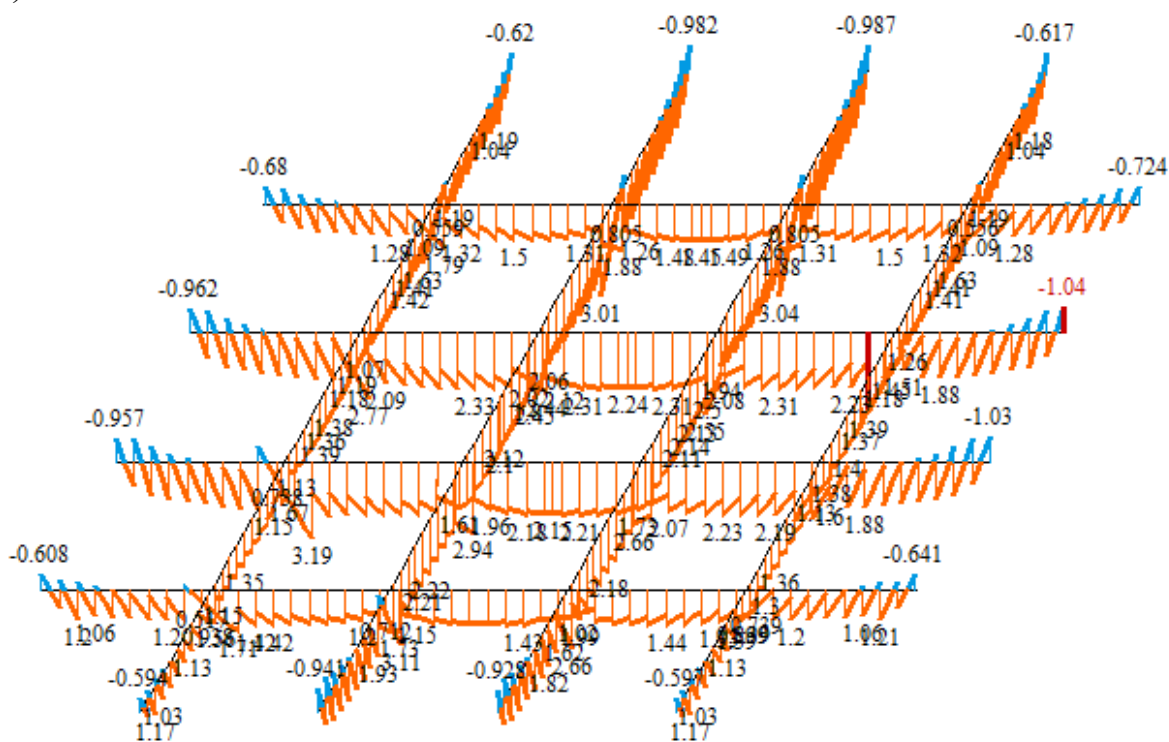


Рис. 7.4 Епюра моментів вигину M_y після розрахунку: після розрахунку з пониженими жорсткостями на згин EJ_y ($M_{y,max}=2,83$ тм) - а; з пониженими жорсткостями на згин EJ_y та на кручення GJ_t ($M_{y,max}=3,21$ тм) - б

На рис. 7.5 наведено максимальні значення моментів вигину за різних типів розрахунку.

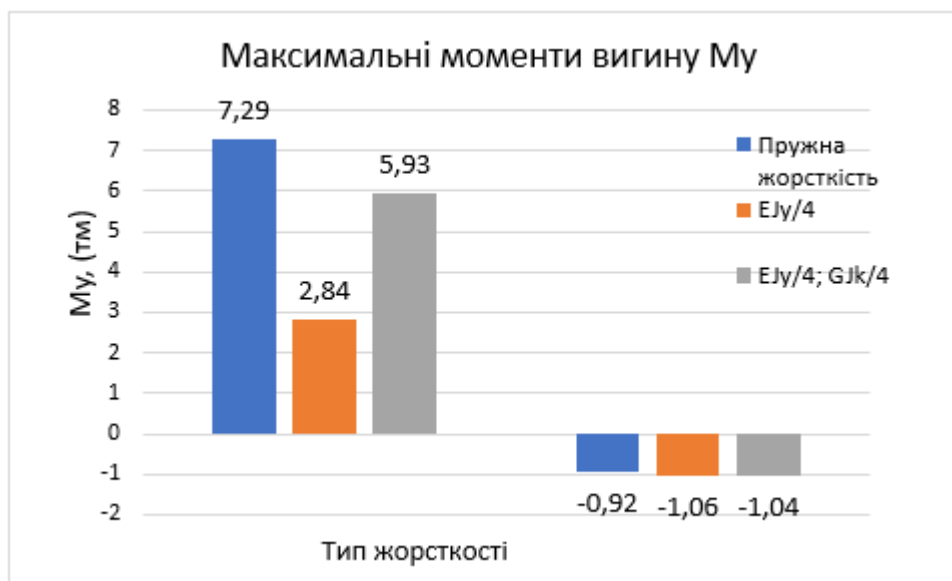


Рис. 7.5 Максимальні значення моментів вигину за різних типів жорсткостей елементів



Рис. 7.6 Епюри моментів вигину в найбільш напруженому ребрі перекриття ($l=10,0м$)

Так, видно, що при зменшенні внаслідок тріщиноутворення тільки однієї жорсткості при згині в 4 рази моменти вигину в ребрах зменшилися на 156,7% в порівнянні з пружним розрахунком. При зменшенні обох типів жорсткостей в 4 рази моменти вигину в ребрах зменшилися на 22,93% в порівнянні з пружним розрахунком.

Врахування пониження обох типів жорсткостей в порівнянні тільки з пониженням одного типу жорсткості дає різницю в моментах згину в 13,4%

На рис. 7.6 наведено епюри моментів кручення після різних типів розрахунку.

Рис. 7.6 Епюра моментів кручення M_t після: розрахунку з пружними жорсткостями ($M_{t,max} = 1,49$ тм) – а; з пониженими жорсткостями на згин EJ_y ($M_{t,max}=1,84$ тм) – б; з пониженими жорсткостями на згин EJ_y та на кручення GJ_t ($M_{t,max}=0,94$ тм) – в

На рис. 7.7 наведено максимальні значення моментів кручення за різних типів розрахунку.

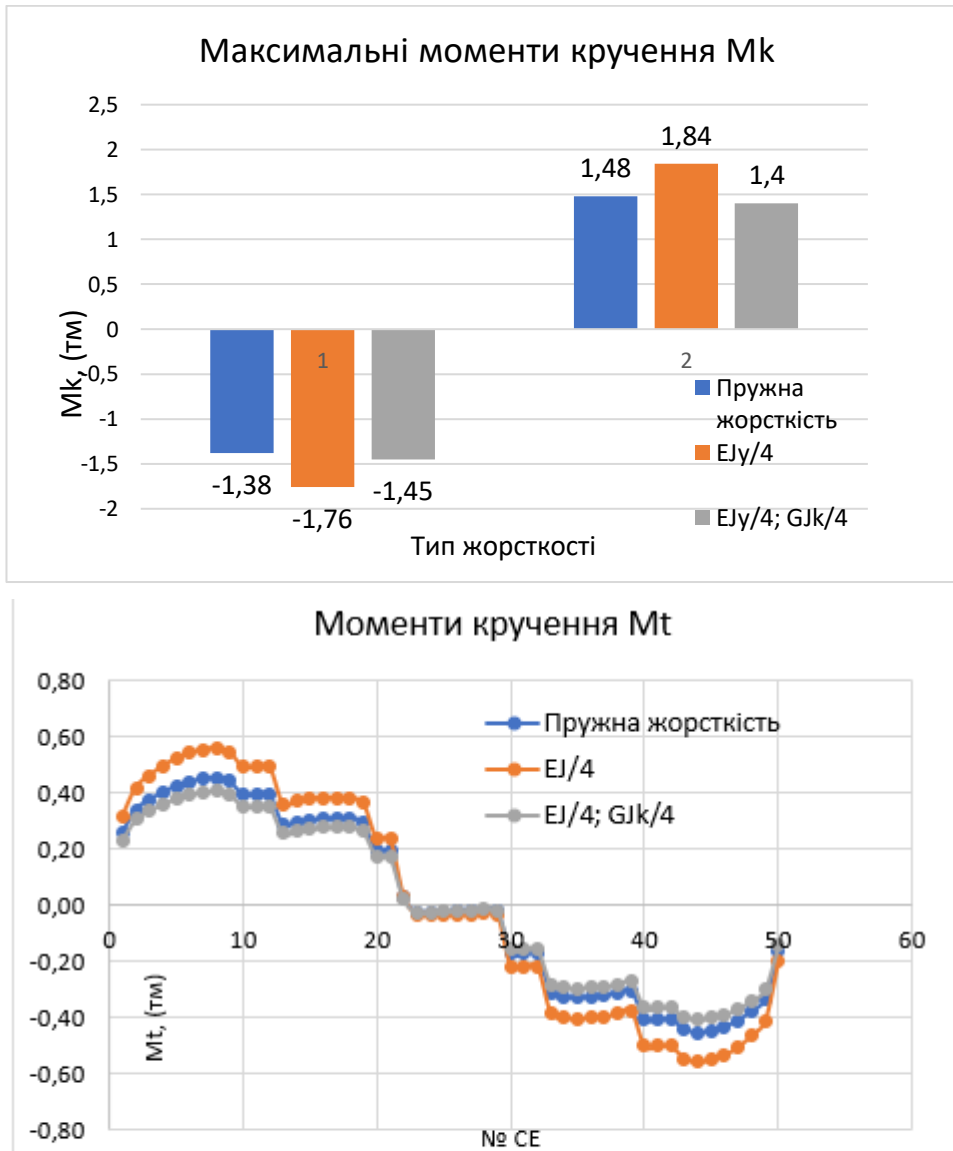


Рис. 7.8 Епюри моментів кручення в другому ребрі перекриття ($l=10,0$ м)

Величина поперечної (перерізуючої) сили при пониженні жорсткостей в наслідок тріщиноутворення суттєво не змінилася (рис.7.9).

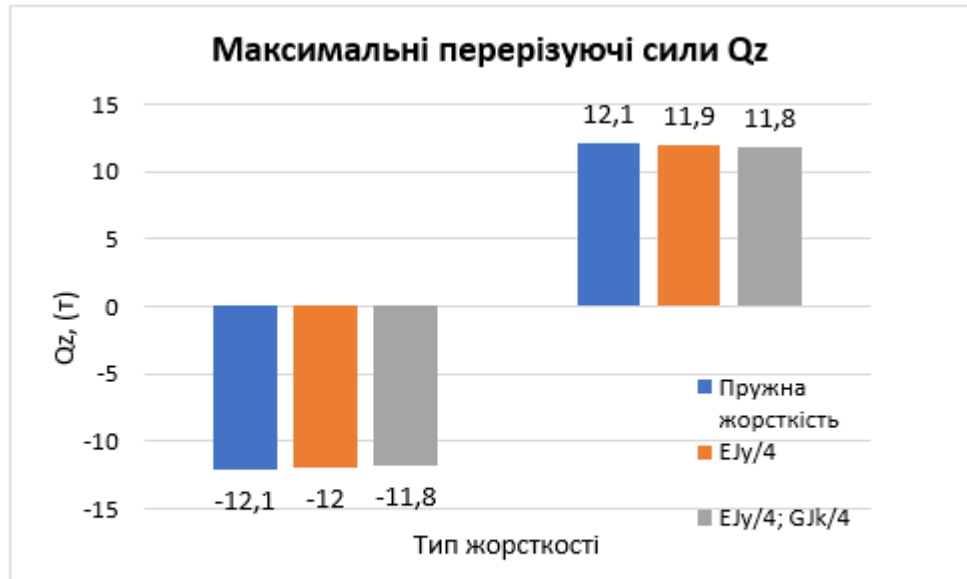


Рис. 7.9 Максимальні значення поперечної сили Q_z за різних типів жорсткостей елементів

7.3 Аналіз напруженого стану плитної частини перекриття

В таблиці 7.3 наведено максимальні зусилля в плитній частині перекриття.

Таблиця 7.3 – Максимальні зусилля в плитній частині перекриття

Тип жорсткості СЕ	M_x (т·м/м.п)		M_y (т·м/м.п)		M_{xy} (т·м/м.п)	
	Пружна жорсткість	-0,286	0,876	-0,293	0,908	-1,07
$EJ_y/4$	-0,29	0,975	-0,296	1,01	-1,11	1,12
$EJ_y/4; GJ_t/4$	-0,276	0,751	-0,282	0,785	-1,03	1,04

На рис.7.10–7.12 наведено мозаїки напружень M_x , M_y , M_{xy} після розрахунку із пружними жорсткостями скінчених елементів.

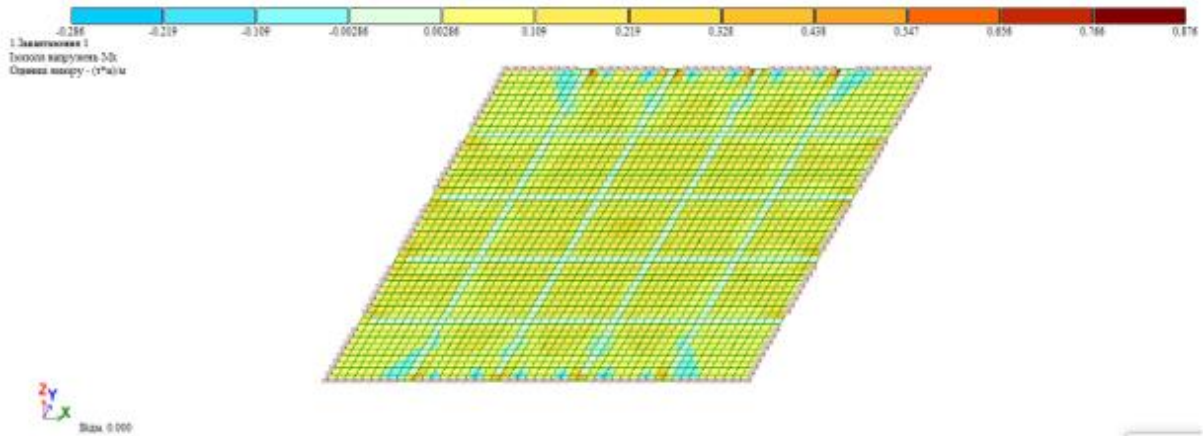


Рис.7.10 Мозаїка напружень M_x в плитній частині перекриття після розрахунку з пружними жорсткостями

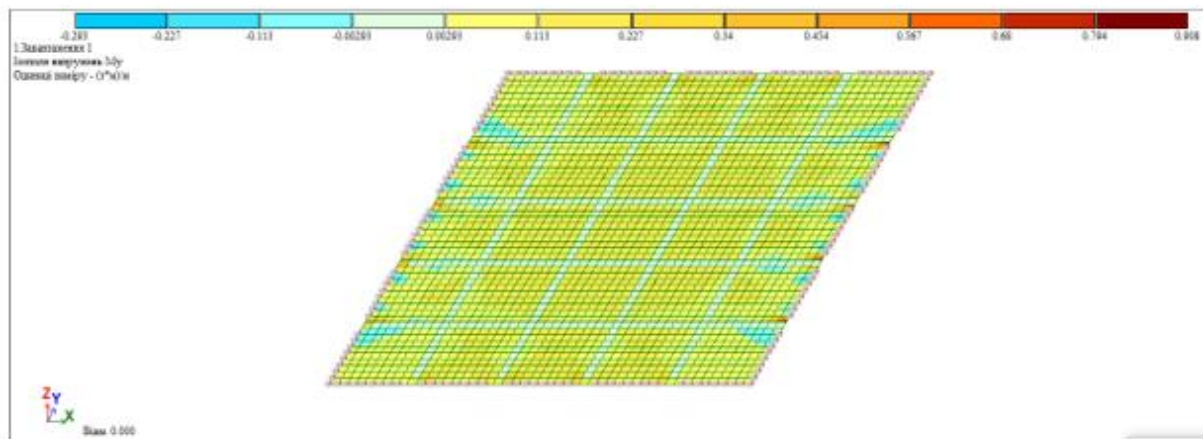


Рис.7.11 Мозаїка напружень M_y в плитній частині перекриття після розрахунку з пружними жорсткостями

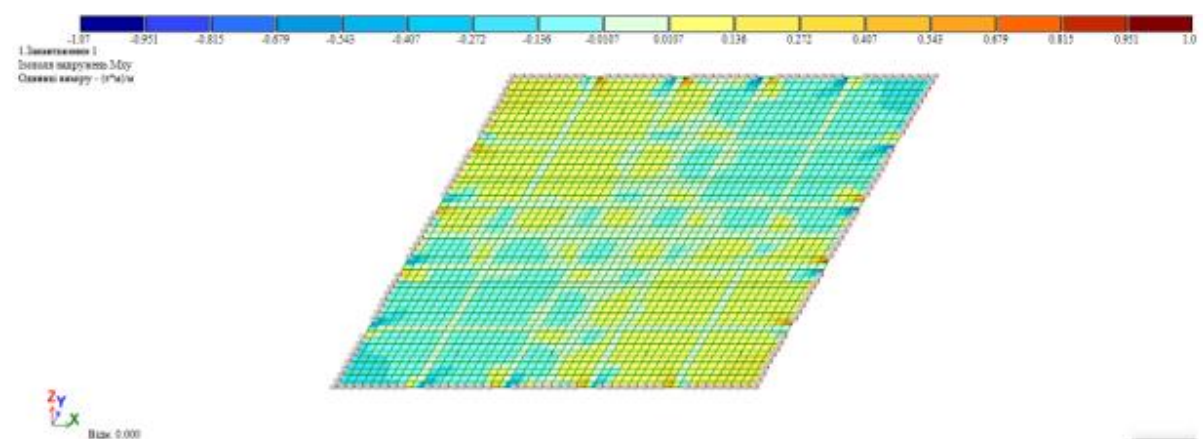


Рис.7.12 Мозаїка напружень M_{xy} в плитній частині перекриття після розрахунку з пружними жорсткостями

Графічне зображення даних із таблиці 7.3 наведено на рис. 7.13.

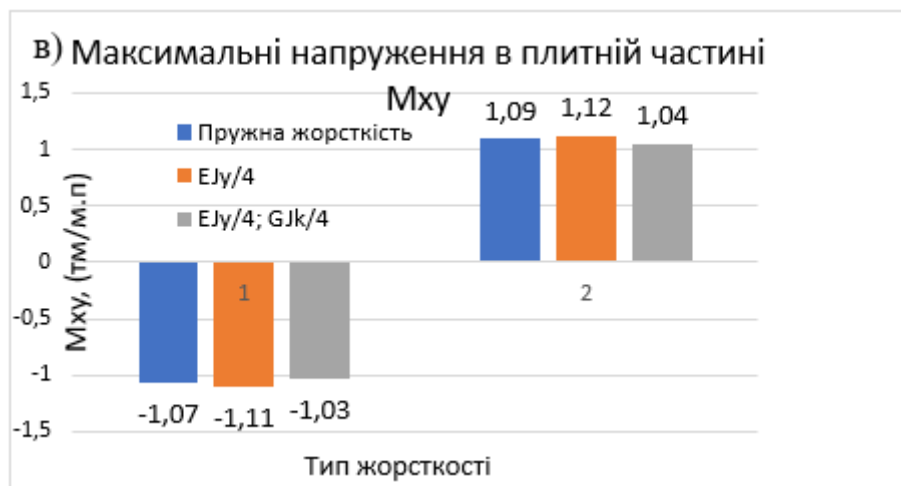
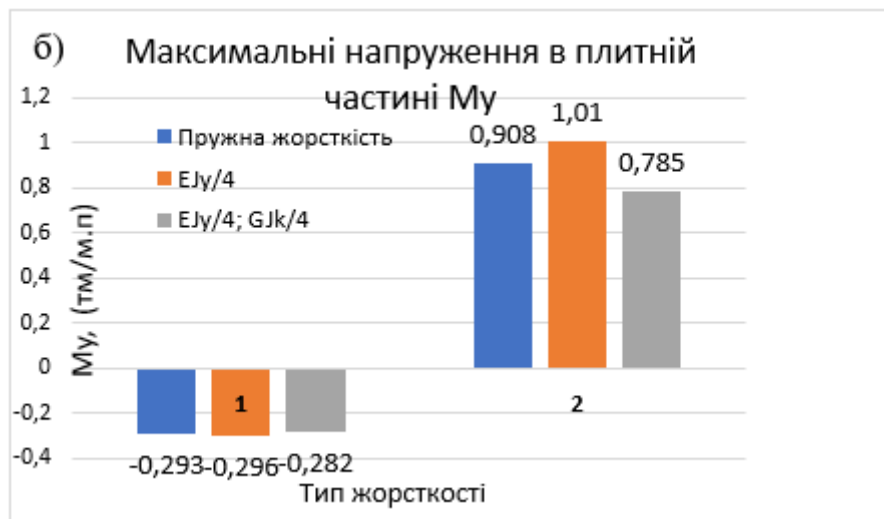
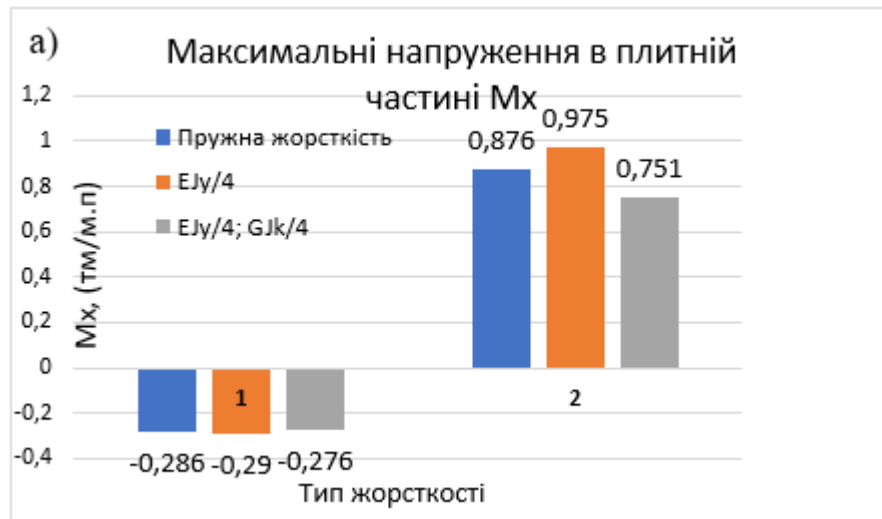


Рис.7.13 Максимальні напруження в плитній частині за різних типів розрахунку: напруження M_x - а; напруження M_y - б; напруження M_{xy} - в

З рис. 7.13, що зусилля (погонні напруження) в плитній частині перекриття не зазнали істотних змін.

РОЗДІЛ 8. ВИСНОВКИ

1. Залізобетонне кесонне перекриття, що змодельоване як пластинчато-стержньова скінченоелементна система, дозволяє врахувати зміну згинальних і крутильних жорсткостей елементів цього перекриття.

2. Враховано перерозподіл внутрішніх зусиль в стержнях скінченоелементної моделі в результаті утворення тріщин. Це дозволило оцінити реальний напружений стан в елементах такої схеми з врахуванням зміни як згинальних, так і крутильних жорсткостей елементів перекриття.

3. Різниця в розрахунках при зменшенні лише згинальної жорсткості перерізу в результаті тріщиноутворення в порівнянні з розрахунком при зміні і згинальної, і крутильної жорсткостей складає: для прогинів плитної частини – 19,7%; для згинальних моментів – 108,7 %; для крутних моментів – 24,3%.

4. При проектуванні залізобетонних перекриттів, як суцільних, так і стрижневих необхідно обов'язково враховувати зміну обох видів жорсткостей їх елементів від утворення в них нормальних тріщин.

5. З рисунка 7.1 видно, що при урахуванні пониження тільки згинальної жорсткості від утворення тріщин, що традиційно використовується при проектуванні, максимальний прогин збільшується в 1,23 рази. Врахування же зміни і згинальних, і крутильних жорсткостей збільшує максимальний прогин в 1,47 рази. Таким чином, величина максимального прогину при врахуванні зміни і згинальних, і крутильних жорсткостей на 19,7% більше, ніж максимальний прогин при врахуванні зміни тільки згинальних жорсткостей.

6. З таблиць 7.2 та 7.3, а також з рисунків 7.5, 7.7 можна зробити важливий висновок, що врахування зміни крутильних жорсткостей суттєво змінює як картину переміщень, так і картину згинальних і крутних моментів в елементах розглянутого перекриття. Дані рисунка 7.1 пояснюють, чому

часто при практичному проектуванні реальні прогини залізобетонних плит перекриття виявляються більшими за розрахункові. Це саме з тої причини, що при традиційному проектуванні проектувальники враховують зміни лише згинальних жорсткостей від утворення тріщин. Це призводить не тільки до викривлення картини переміщень, а й картини величин згинальних і крутних моментів.

ЛІТЕРАТУРА

- 1 Ромашко В.М. Деформаційно-силова модель опору бетону та залізобетону: Монографія//В.М. Ромашко. – Рівне: НУВГП, 2016. – 424 с.: іл.: 153; табл.:39; бібліогр.:518
- 2 Гаттас А.Ф Тріщиностійкість стрижневих залізобетонних елементів дис... канд. техн. наук:05.23.01/ Гаттас Антуан Фуад. - Киев,1994. -244 с.
- 3 Городецький Л.М. Дослідження утворення та розвитку тріщин в елементах конструкцій із щільного силікатного бетону: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Л.М. Городецкий. - К., 1973.-32с.
- 4 Молодченко І.Д. Дослідження процесу тріщиноутворення у залізо бетоні при розтязі/ І.Д. Молодченко Н Будівельні конструкції зб. наук. праць. - К.: Будівельник, 1972. - Вип. ХІХ. - С 80-84
- 5 Федоренко М.М. Про утворення тріщин і роботу розтягнутого бетону між тріщинами в елементах залізобетонних конструкцій /М М. Федоренко// Будівельні матеріал і конструкції. – 1968. – №4. – С.39-46
6. Azizov T.N. Stem approximation to determine torsion deformations of reinforced concrete elements with normal cracks // Sciences of Europe. – 2018. – Vol 1, № 32. – P. 63-69
7. Срібняк Н.М. Алгоритм виконання числово-аналітичного експерименту з аналізу напружено-деформованого стану ребристого перекриття з нормальними тріщинами./The development of technical sciences: problems and solutions: Conference Proceedings, April 27–28, 2018. Brno: Baltija Publishing. 204 pages. P.85-88
8. Срібняк Н.М. Крутильна жорсткість залізобетонних елементів перекриттів з нормальними тріщинами: автореф. дис. канд. техн. наук 05.23.01 / Срібняк Наталія Миколаївна; Одеська державна академія будівництва та архітектури. – О., 2009. – 23 с.

9. Стадник В. І. Жорсткість і міцність при крученні залізобетонних таврових елементів з нормальними тріщинами : Дис... канд. наук: 05.23.01. ОДАБА, Одеса-2011
10. Орлова О.М. Жорсткість залізобетонних елементів двотаврового перерізу з нормальними тріщинами при крученні/ дис. ... кандидата техн. наук : 05.23.01/ Орлова Ольга Михайлівна - Київ, ДП НДІБК, 2021 – 188 с.
11. Мельник О.С. Жорсткість та міцність залізобетонних елементів порожнистого трикутного перерізу з нормальними тріщинами при крученні.- Дисертація канд. техн. наук: 05.23.01, ОДАБА, Одеса-2013
12. Мельник О.В. Крутильна жорсткість та міцність залізобетонних елементів коробчастого перерізу з нормальними тріщинами.- Дисертація канд. техн. наук: 05.23.01. ОДАБА, Одеса-2012
13. Kosior-Kazberuk, M., Kochkarev, D., Azizov, T., Galinska, T. (2022). Approximation Model of the Method of Design Resistance of Reinforced Concrete for Bending Elements. In: Onyshchenko, V., Mammadova, G., Sivitska, S., Gasimov, A. (eds) Proceedings of the 3rd International Conference on Building Innovations. ICBI 2020. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 181. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-030-85043-2_23
14. Construction and calculation of reinforced concrete overlap with a high spatial work effect Azizov, T., Azizova, A., Al Ghadban, S. International Journal of Engineering and Technology(UAE), 2018, 7(3), pp. 567–574
15. Influence of cracking on the forces in reinforced concrete slab elements. T Azizov, R Pereiras - AIP Conference Proceedings, 2023. Volume 2840, Issue 1 <https://doi.org/10.1063/5.0169454>
16. Н.М. Срібняк. Крутильна жорсткість залізобетонних елементів перекриттів з нормальними тріщинами. Одеса, 2009

17. ДСТУ Б В.2.7-221:2009 БЕТОНИ КЛАСИФІКАЦІЯ І ЗАГАЛЬНІ ТЕХНІЧНІ ВИМОГИ. Київ Мінрегіонбуд України, 2010
18. ДСТУ Б В.2.7-137:2008. ДСТУ Б В.2.7-137:2008 Блоки з пористого бетону дрібні стінові. Зміна №2 від 14.06.2016, діє з 01.01.2017
19. ДСТУ Б В.2.7-61:2008 (EN 771-1:2003, NEQ). Будівельні матеріали ЦЕГЛА ТА КАМЕНІ КЕРАМІЧНІ РЯДОВІ ТА ЛИЦЬОВІ Технічні умови. Київ Мінрегіонбуд України 2009
20. Городецький А.С., Евзеров І.Д., Стрелец-Стрелецький Е.Б., Боговис В.Е., Гензерський Ю.В., Городецький Д.А. Метод скінчених елементів. Теорія і числова реалізація. – Київ: Факт, 1997. – 140 с.
21. Програма для розрахунку залізобетонних конструкцій. <https://www.liraland.ua/solutions/areas-of-application/reinforced-concrete-structures.php>
22. Барабаш М.С., Козлов С.В., Медведенко Д.В. Комп'ютерні технології проектування металевих конструкцій. НАУ, 2012. с.572
23. Скорук Л.М. «Пошук ефективних розрахункових моделей ребристих залізобетонних плит та перекриттів» [Електронний ресурс]. – 2004. – Режим доступу до ресурсу: <http://surl.li/nzhhk>
24. Скорук Л.М. Визначення деформацій та ефективних розрахункових моделей залізобетонних плит з тріщинами. Автореф. дис. канд. техн. наук. КНУБА, Київ 2005
25. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини та переміщення
26. А.С. Городецький, І.Д. Євзеров. Комп'ютерні моделі конструкцій - Київ: Факт, 2005
27. ДБН В.2.6-98 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування»

ДОДАТКИ

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**

**МАТЕРІАЛИ
ВСЕУКРАЇНСЬКОЇ НАУКОВОЇ
КОНФЕРЕНЦІЇ СТУДЕНТІВ
ТА АСПІРАНТІВ, ПРИСВЯЧЕНОЇ
МІЖНАРОДНОМУ ДНЮ СТУДЕНТА**

(13 - 17 листопада 2023 р., м. Суми)

Рекомендовано до друку науково-координаційною радою Сумського національного аграрного університету (протокол № 6 від 24.11.2023 р.)

Редакційна рада:

Ладика В.І., академік НААН України
Данько Ю.І., д.е.н., професор
Пасько О.В., к.е.н., доцент

Редакційна колегія:

Бричко А.М., к.е.н., доцент
Думанчук М.Ю., к.т.н., доцент
Кисельов О.Б., к.с.-г.н., доцент
Масик І.М., к.с.-г.н., доцент
Михайліченко М.А., к.і.н., доцент
Срібняк Н.М., к.т.н., доцент
Степанова Т.М., к.т.н., доцент
Шкромада О.І., д.вет.н., професор

**Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів і аспірантів,
присвяченої Міжнародному дню студента – (13-17 листопада 2023 р.). –
Суми, 2023. – 700 с.**

У збірку увійшли тези доповідей Всеукраїнської наукової конференції студентів і аспірантів,
присвяченої Міжнародному дню студента.
Для викладачів, студентів, аспірантів.

НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНІЙ СТАН ЦИЛІНДРИЧНОЇ ОБОЛОНКИ В ЗАЛЕЖНОСТІ СТРИЛИ ПІДЙОМУ

Макаров Ю.Ю., Сирота М.М. студ. 2 м курсу, спец. 192 «Будівництво та цивільна інженерія», ФБТ
Срібняк Н.М., к.т.н., доцент
Сумський НАУ

Циліндричні оболонки – це різновид криволінійних поверхонь в Евклідовій геометрії. Така форма може бути ефективною формою для такого класу покриттів в будівництві як оболонки. Оболонки мають ряд переваг, серед яких є можливість перекрити значні прольоти без влаштування проміжних опор. Такі форми поверхонь можуть бути застосовані як в громадському будівництві, так і в сільському господарстві. Циліндричні оболонки відносять до поверхонь нульової кривини, оскільки в одному напрямку (l_2) її поверхню утворює крива другого порядку (парабола, еліпс, частина дуги кола, ланцюгова лінія та інші криві), а в протилежному напрямку (l_1) вона утворена прямою лінією (рис.1). Гаусова кривина поверхні, яка й характеризує вид поверхні дорівнює добутку кривин в двох напрямках. Оскільки в напрямку (l_1) форму поверхні утворює не крива лінія, а пряма, то кривина тут відсутня. Тому добуток головних кривин й дорівнює нулю, що й обумовлює назву поверхні - поверхня нульової Гаусової кривини.

Циліндрична поверхня є трансляційною поверхнею, тобто такою поверхнею, яка утворена переносом кривої другого порядку (твірна лінія) по двом паралельним прямим.

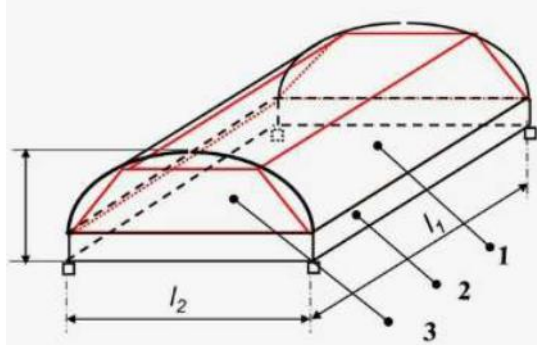


Рис. 1. Геометрична поверхня оболонки: облонка (скарлупа) -1; бортовий елемент -2; діафрагма -3

Якщо в об'єм оболонки вписати багатогранну призму, то оболонка є призматичною.

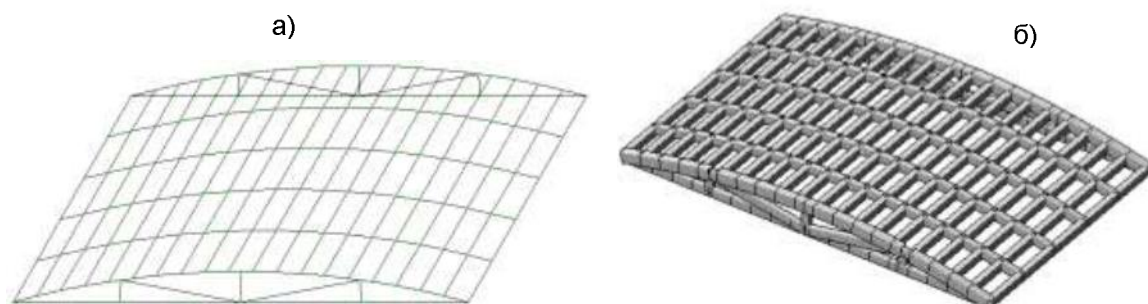


Рис.2 Скінченоелементна схема стержньової циліндричної оболонки -а; 3D модель оболонки – б

Геометрична форма циліндричної оболонки може бути конструктивно вирішена у вигляді тонкостінної оболонки (в монолітному чи збірному залізобетоні) або у вигляді системи перехресних сталевих. Останній варан може бути виконаний в вигляді плоскої сітки або у вигляді просторової решітчастої системи. Одним із факторів, що впливають на напружено-деформований стан оболонки є її висота (стріла підйому). Змінюючи цей геометричний параметр (рис.2) можна виконувати регулювання зусиль як в стержньових сталевих елементах, так і в тонкостінній оболонці (скарлупі).

Література

1. Дмитрий Городецкий Марина Ромашкина. Триангуляція. Побудова скінченно-елементних сіток. [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://surl.li/nbqgm>

Жаріков Е.С., Волошко Т.П. РОЛЬ АВТОМОБІЛЬНОГО ТРАНСПОРТУ У СІЛЬСЬКОМУ ГОСПОДАРСТВІ.....	72
Жогло Д.О., Бородай А.С. ДО АНАЛІЗУ ПРОБЛЕМИ ЗБЕРЕЖЕННЯ ПАМ'ЯТОК КУЛЬТУРНОЇ СПАДЩИНИ В СУМСЬКІЙ ОБЛАСТІ В УМОВАХ ВІЙСЬКОВОЇ АГРЕСІЇ.....	73
Забуга О.О., Срібняк Н.М. КЛАСИФІКАЦІЯ УКРИТТІВ ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ	74
Заворотько Є.О., Бородай Д.С. ФАКТОРИ І ПРИНЦИПИ, ЩО ВПЛИВАЮТЬ НА ПРОЄКТУВАННЯ БАГАТОФУНКЦІОНАЛЬНИХ ЖИТЛОВИХ БУДИНКІВ.....	75
Загоруйко І.Ю., Циганенко Л.А., Циганенко Г.М. ВРАХУВАННЯ ПРОГРЕСУЮЧОГО РУЙНУВАННЯ НА КАРКАС БУДІВЛІ НА ПРИКЛАДІ ТОРГОВО-ОФІСНОГО ЦЕНТРУ У М. ПОЛТАВА	76
Іваній А. В. ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОСТОРОВОЇ РОБОТИ КОНСТРУКТИВНИХ СИСТЕМ ПОКРИТТЯ ПРИ ЗМІНІ НАВАНТАЖЕННЯ ДЛЯ МОНТАЖУ СЕС.....	77
Кизим К.Р., Бородай Д.С. КРИТЕРІЇ ДЛЯ СТВОРЕННЯ ІНФРАСТРУКТУРИ ДЛЯ ВІДПОЧИНКУ У КАРПАТАХ.....	78
Клименко В.О., Бородай Д.С. АНАЛІЗ МЕРЕЖІ ГОТЕЛІВ В СТРУКТУРІ МІСТА СУМИ	79
Кравченко А.В., Савченко О.С., Савченко Л.Г. ВИЗНАЧЕННЯ ЗАЛЕЖНОСТІ ОПОРНИХ ЗГИНАЛЬНИХ МОМЕНТІВ В ЗАЦЕМЛЕНИХ БАГАТОПУСТОТНИХ ПЛИТАХ ПЕРЕКРИТТЯ БЕЗОПАЛУБОЧНОГО ФОРМУВАННЯ ВІД ЖОРСТКОСТІ ОСНОВИ.....	80
Кручик А.М., Андрух С.Л. ГІДРОІЗОЛЯЦІЯ СТАРОЇ ЗАБУДОВИ.....	81
Кулик В.Ю., Срібняк Н.М., Галушка С.А. МЕТОД РЕГУЛЯЦІЇ ЗУСИЛЬ В СТРУКТУРНІЙ ПЛИТІ.....	82
Кучерявенко С.В., Андрух С.Л. ЗАСТОСУВАННЯ СУЧАСНИХ ПОЛІКАРБОНАТНИХ СИСТЕМ В БУДІВНИЦТВІ	83
Лампак В.М., Рудіченко О.І., Роговий С.І. МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕНЬ МЕХАНІЧНИХ ХАРАКТЕРИСТИК КОМПОЗИТНИХ МАТЕРІАЛІВ	84
Левицький А.О., Новицький О.П. СУМІСНА РОБОТА ТРУБОБЕТОННИХ КОЛОН ІЗ СТАЛЕВИМ ПЕРЕКРИТТЯМ	85
Левікова А.І., Бородай Д.С. ОСОБЛИВОСТІ АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНОГО ВИРІШЕННЯ ДИТЯЧИХ САДКІВ	86
Левікова А.І., Бородай Я.О. ОСОБЛИВОСТІ ТА ПРИЙОМИ АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНОГО ВИРІШЕННЯ БУДІВЕЛЬ ДИТЯЧИХ САДКІВ.....	87
Лимаренко Р., Сохошко В., Циганенко Л.А., Циганенко Г.М. ПИТАННЯ ЗАХИСНИХ УКРИТТІВ	88
Лихіцький Ю.В., Горлач Т.Л. УМОВИ ПЕРЕВЕЗЕНЬ ЗЕРНОВИХ ВАНТАЖІВ	89
Лихіцький Ю.В., Горлач Т.Л. ХАРАКТЕРИСТИКА ТА ВЛАСТИВОСТІ ЗЕРНА ЯК ВАНТАЖУ, ЩО ПЕРЕВОЗИТЬСЯ.....	90
Лобанов В.В., Бородай А.С. ОСОБЛИВОСТІ ФОРМУВАННЯ СУЧАСНИХ ЖИТЛОВИХ КОМПЛЕКСІВ В УМОВАХ СЬОГОДЕННЯ	91
Лободін В.М., Новицький О.П. АНАЛІЗ МЕТОДІВ ЗАКРІПЛЕННЯ ОСНОВ ПРИ ЗВЕДЕННІ БУДІВЕЛЬ БІЛЯ РІЧОК.	92
Лузан Є.А., Бородай А.С. ПРОБЛЕМИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПРОЄКТУВАННЯ ЗАКЛАДІВ ДЛЯ ВІДПОЧИНКУ І ОЗДОРОВЛЕННЯ В УКРАЇНІ.....	93
Макаренко В., Циганенко Л.А. ФОРМОУТВОРЕННЯ СТРУКТУРНИХ ГРАТОК.....	94
Макаров Ю.Ю., Сирота М.М., Срібняк Н.М. НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ЦИЛІНДРИЧНОЇ ОБОЛОНКИ В ЗАЛЕЖНОСТІ СТРИЛИ ПІДЙОМУ"	95
Мельниченко Ю.М., Саржанов О.А. ЗЕРНОВА КРИЗА ТА НАВІГАЦІЯ: ВИКЛИКИ ДЛЯ ГЛОБАЛЬНОЇ ПРОДОВОЛЬЧОЇ БЕЗПЕКИ.....	96
Митрофанов В.В., Срібняк Н.М. ВРАХУВАННЯ ФІЗИЧНОЇ НЕЛІНІЙНОСТІ ПРИ РОЗРАХУНКУ ПЛОСКОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ РАМИ З ВИКОРИСТАННЯМ ОБЧИСЛЮВАЛЬНОГО КОМПЛЕКСУ ПК ЛИРА.....	97
Мірошник М.О., Бородай А.С. СИМВОЛІЗМ АРХІТЕКТУРИ СОБОРУ ПАРИЗЬКОЇ БОГОМАТЕРІ.....	98
Надеїна О.В., Срібняк Н.М., Галушка С.А. ВПЛИВ ТРИЩИНОУТВОРЕННЯ НА ПЕРЕРОЗПОДІЛ ЗУСИЛЬ В ПЕРЕКРИТТЯХ.....	99
Надтачєєв О.М., Новицький О.П. ДОСЛІДЖЕННЯ ТА ПОРІВНЯННЯ МАТЕРІАЛІВ ТА МЕТОДІВ НАЙШВИДШИХ ВАРИАНТІВ УТЕПЛЕННЯ ОГОРОДЖУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЛІ З УРАХУВАННЯМ ЯКОСТІ ВИКОНАННЯ РОБІТ	100
Нежинський Д.П., Новицький О.П. ДОСЛІДЖЕННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ ТА ЕКОЛОГІЧНОЇ ПРИДАТНОСТІ ЗАСТОСУВАННЯ ЗОВНІШНЬОГО УТЕПЛЕННЯ ОГОРОДЖУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ В ПОРІВНЯННІ З ВНУТРІШНІМ УТЕПЛЕННЯМ ОГОРОДЖУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ В СИСТЕМАХ ТЕПЛОІЗОЛЯЦІЇ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	101
Нежинський Д.П., Новицький О.П. ДОСЛІДЖЕННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ ТА ЕКОЛОГІЧНОЇ ПРИДАТНОСТІ ЗАСТОСУВАННЯ НАБРИЗНОГО УТЕПЛЮВАЧА ПІНОПОЛІУРЕТАНУ НА ВІДМІНУ ВІД МІНЕРАЛЬНОЇ ВАТИ В СИСТЕМАХ ТЕПЛОІЗОЛЯЦІЇ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	102
Петрова С.М., Бородай Д.С. ОСНОВНІ ЕТАПИ ПРОЄКТУВАННЯ ТА ФОРМУВАННЯ ВНУТРІШНЬОГО ПРОСТОРУ ВЕТЕРИНАРНИХ КЛІНІК.....	103

Сумський національний аграрний університет

Факультет будівництва та транспорту

Дослідження роботи часторебристого перекриття в пластичній стадії

Студент: здобувач 2м курсу, Сирота М.М.

Керівник: к.т.н., доцент Срібняк Н.М.

Суми, 2024

Актуальність теми

- Тріщини, що є нормальними виникають від дії згинального моменту. Такий тип тріщин є переважаючим для балочних елементів конструкцій, що працюють на згин (плити перекриття, покриття - як збірні, так і монолітні).
- Жорсткість бетонного елемента (його поперечного перерізу) знижується в наслідок появи тріщин. Зміна жорсткості елемента в статично невизначуваних системах призводить й до перерозподілу внутрішніх зусиль в елементі [6-12]. Статично невизначуваними системами є більшість дисків перекриття та покриття, як із збірних елементів, так і дисків монолітної конструкції.
- Такі статично невизначувані системи перекриття за певних умов зазнають не лише моментів, що вигинають, але й моментів, що закручують переріз. Такі явища значних крутних моментів можна спостерігати при локальному завантаженні певної ділянки перекриття, при несиметричному розташуванні головних балок в системі монолітного перекриття.
- Оскільки за вищезазначених умов залізобетонні елементи перекриття зазнають також і значних моментів кручення, то врахування в статичних розрахунках зміни також й **жорсткості при крученні**, а не лише при вигині, є **актуальною задачею**.

- **Метою** роботи є встановлення визначення та оцінювання напружено-деформованого стану скінченоелементної схеми монолітного часторебристого (кесонного) залізобетонного перекриття з урахуванням утворення нормальних тріщин. Зокрема необхідно встановити вплив зміни жорсткості при крученні елемента в наслідок виникнення нормальних тріщин.

Об'єкт дослідження – кесонне монолітне перекриття розміром в плані 10,0x10,0 м.

Предметом дослідження є напружено-деформований стан скінченоелементної моделі часторебристого перекриття з урахуванням тріщиноутворення; оцінка врахування зміни жорсткостей на кручення та вигин з урахуванням тріщиноутворення на зміну напружено-деформованого стану елементів перекриття.

Практичне значення отриманих результатів

- Результати числового дослідження дозволяють оцінити важливість врахування в статичних розрахунках залізобетонних систем перекриття жорсткості при крученні.

Задачі дослідження

- 1) дослідження та аналіз робіт, присвячених розрахунку залізобетонних конструкцій перекриття з урахуванням деформацій як вигну, так і кручення;
- 2) формулювання висновків з досліджень, постановка проблеми та планування числового експерименту;
- 3) аналіз способів моделювання ребристих перекриттів, вибір способу моделювання часторебристого перекриття для досягнення мети дослідження;
- 4) створення за методикою скінчених елементів із застосуванням ПК ЛІРА-САПР скінченоелементної моделі ребристого перекриття за обраним способом моделювання;
- 5) за призначених пружних жорсткостей елементам скінченоелементної моделі виконати її статичний розрахунок;
- 6) обчислення моменту утворення тріщин для ребер часторебристого перекриття;
- 7) на ділянках ребер, де понизити в 4 рази жорсткість при вигині та виконати статичний розрахунок;
- 8) на ділянках ребер, де понизити обидві жорсткості – при вигині та при крученні в 4 рази та виконати статичний розрахунок;
- 9) порівняти результати статичних розрахунків (напружено-деформованого стану) за пружного розрахунку та розрахунків з пониженими в наслідок тріщиноутворення жорсткостями;
- 10) сформулювати висновки та перспективи подальших досліджень



Приклади нормальних від вигину тріщин на мостових балочних конструкціях



МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

- **метод синтезу та аналізу інформацій**- пошук та аналіз відомостей – літературних джерел, публікацій в рамках окресленої проблеми – розрахунків залізобетонних конструкцій перекриття в пластичній стадії роботи (з урахуванням тріщиноутворення); аналіз досліджень та публікацій щодо способів моделювання ребристих плит;
- **метод скінчених елементів** - один із математичних методів, що застосовано для моделювання скінченоелементної моделі кесонного залізобетонного перекриття та для визначення напружено-деформованого стану розрахункової СЕ моделі в рамках виконання числового експерименту, що досліджується;
- **аналітичний метод обробки результатів** статичного розрахунку розрахунків за допомогою ПК Microsoft Excel.

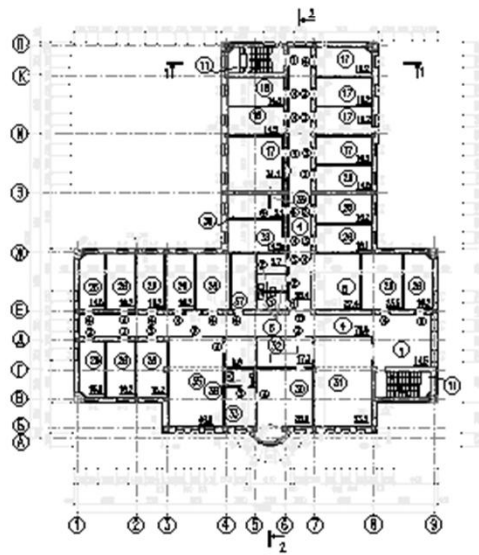
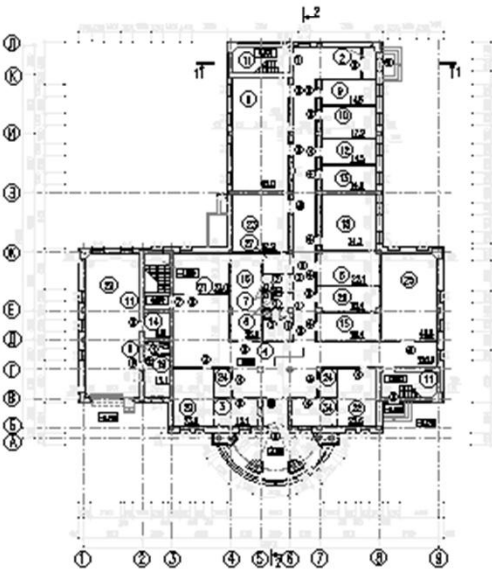
Об'ємно-планувальне рішення будівлі

Фасад в осей 1-9

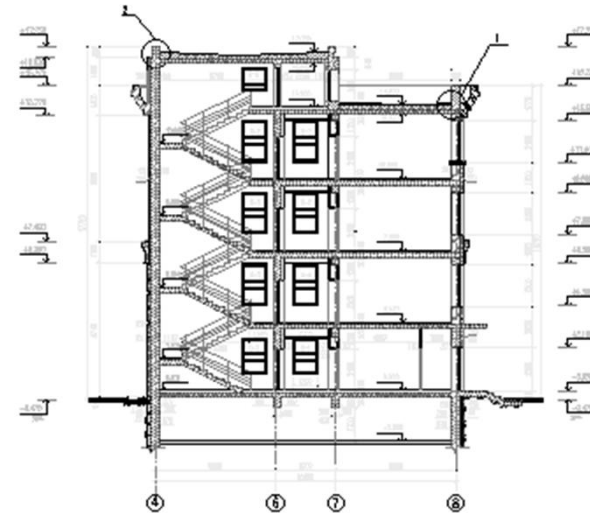


План 1-го поверху

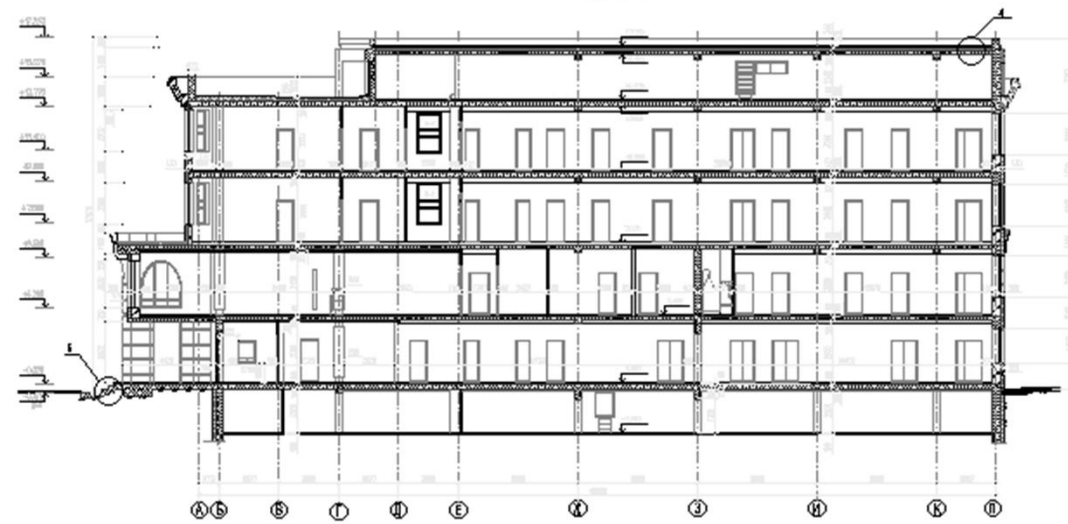
План типового поверху



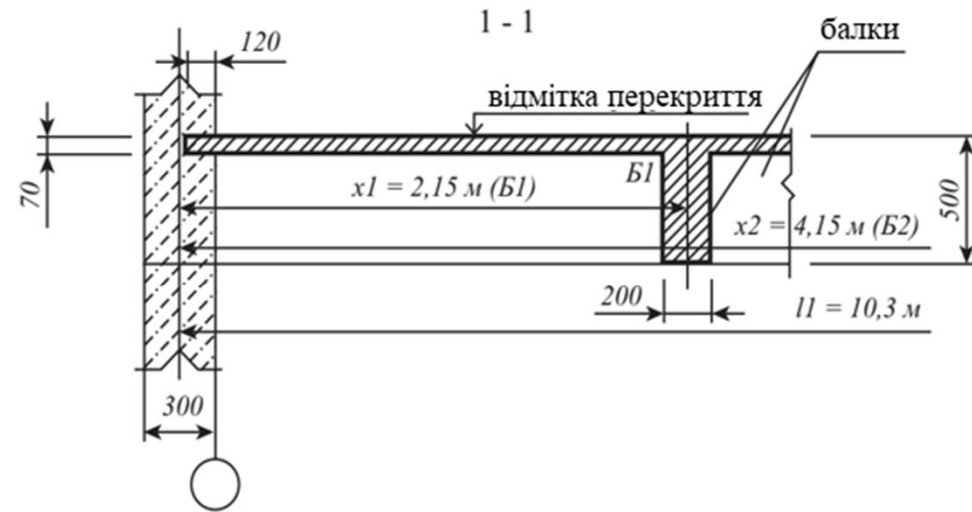
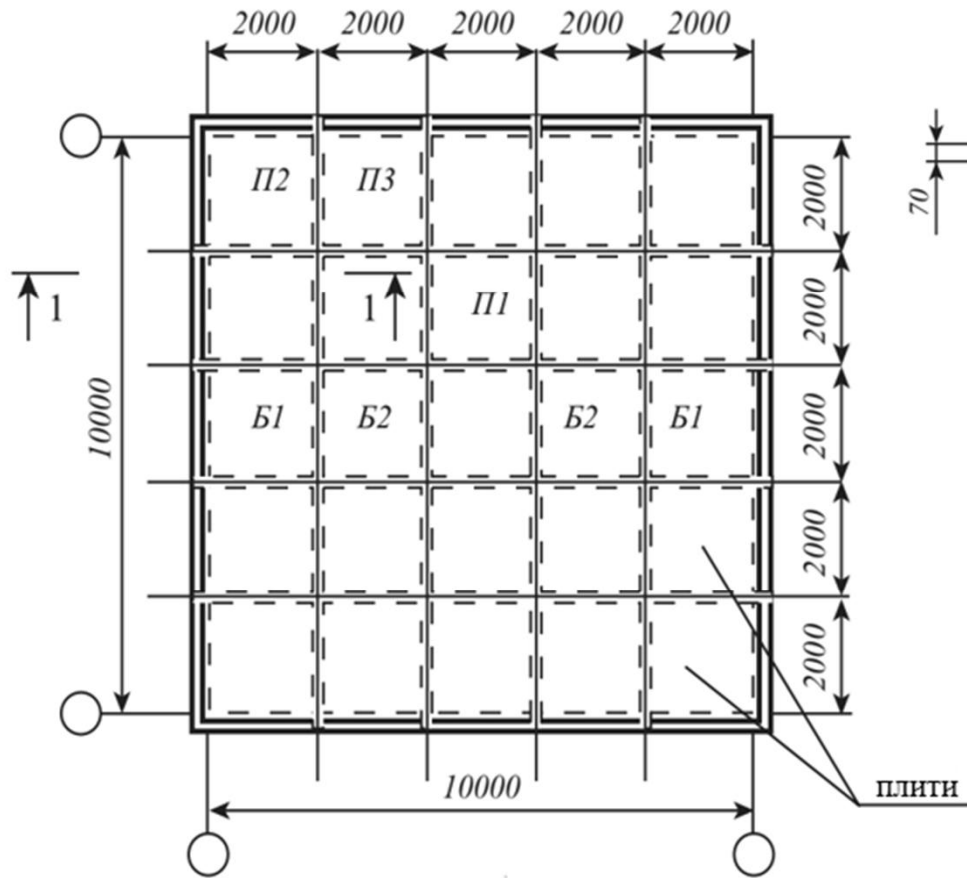
Розріз 1-1



Розріз 2-2

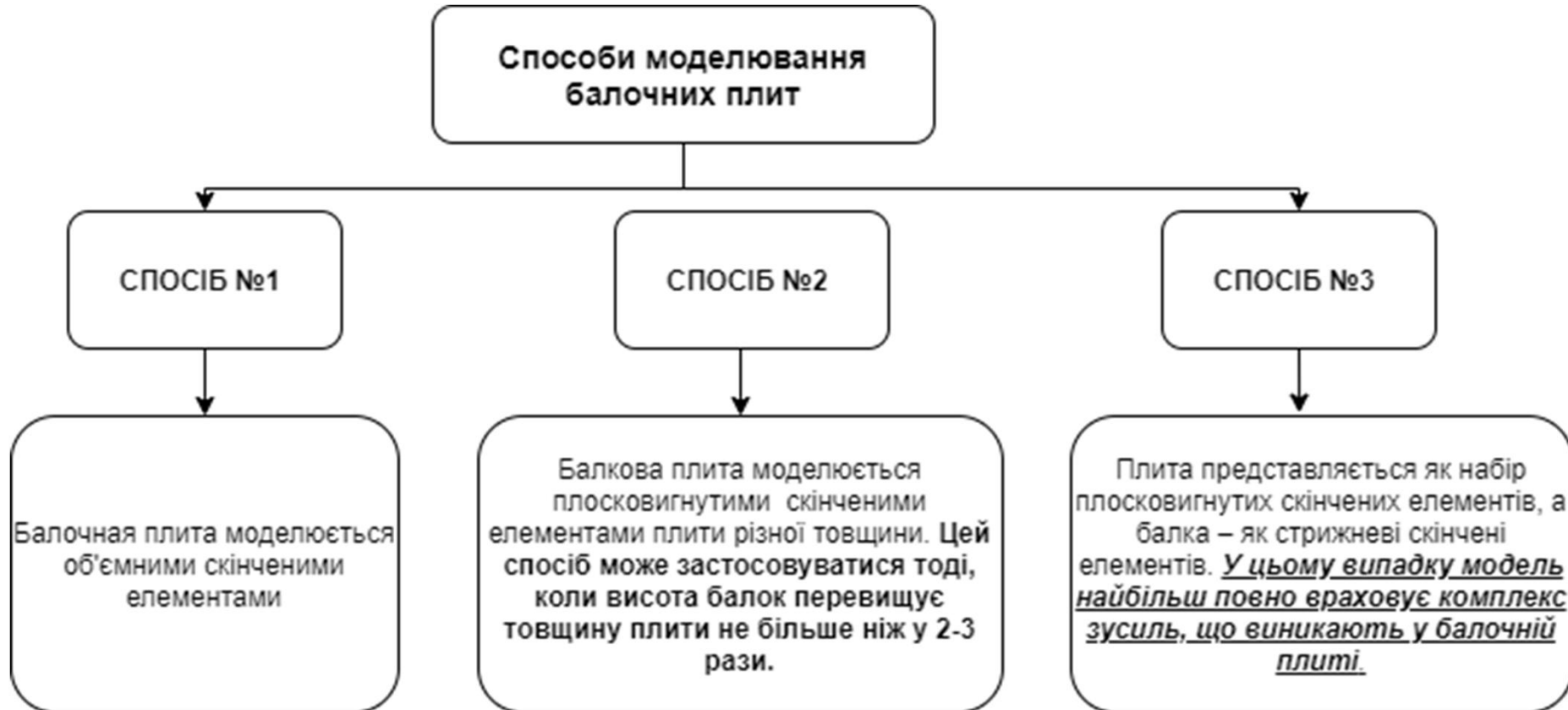


Конструктивне рішення монолітного кесонного перекриття

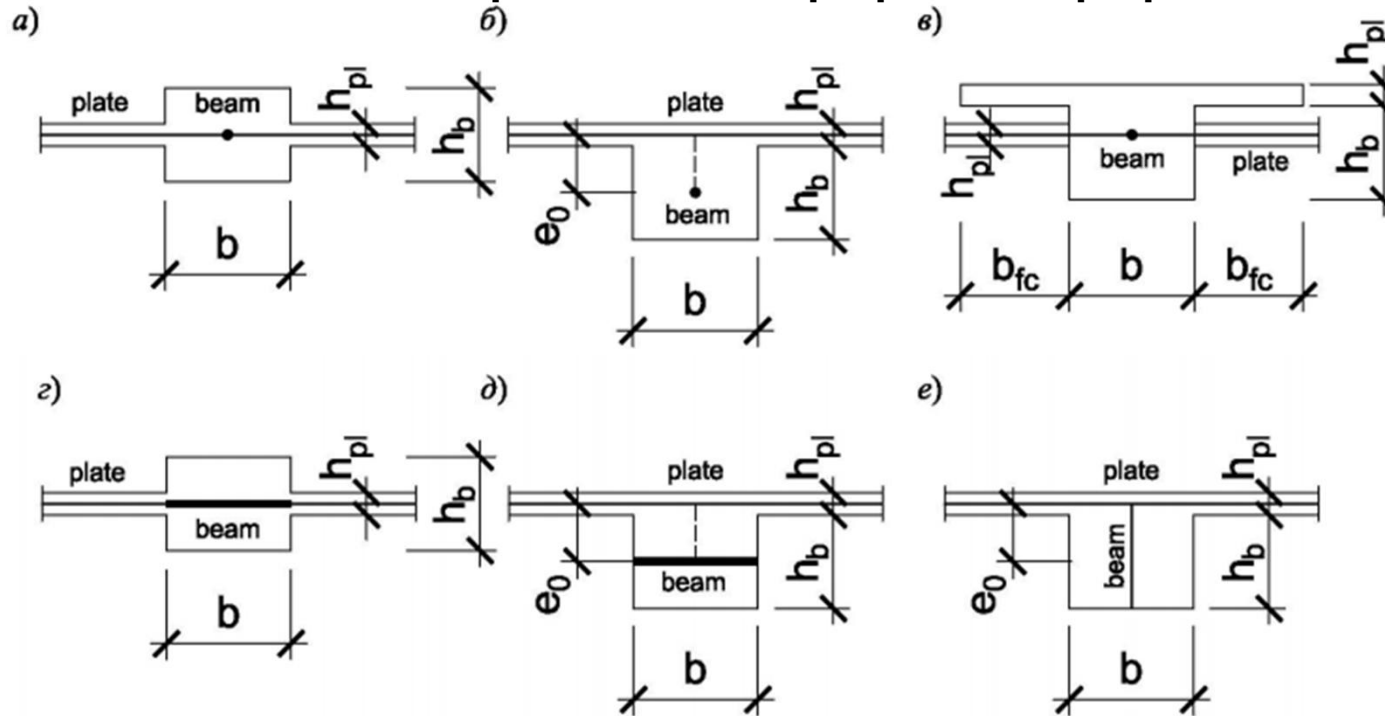


- Полка плити шарнірно опирається на стіни по чотирьом сторонам

Можливі способи моделювання балочної плити



Комп'ютерні моделі часторебристого перекриття



На рис *a, б, в* наведено способи моделювання плитної та балочної частини за допомогою пластинчатих скінчених елементів (плитна частина) та стержньових елементів (балочна частина). На **рис. а** середній шар пластинчатого скінченого елемента співпадає з центром ваги прямокутного перерізу стержня. Тобто рознесення серединної лінії та центру ваги стержня – відсутні. На **рис.,б** середній шар пластинчатого скінченого елемента віднесений на певну відстань (величину жорсткої вставки) від центру ваги прямокутного перерізу стержня. На **рис., в** середній шар пластинчатого скінченого елемента співпадає з центром ваги перерізу стержня, а переріз стержня прийнято у вигляді тавра з полкою вгорі.

Аналіз та вибір оптимальної скінченоелементної моделі

- Аналізуючи різні джерела прийшли до висновку, що модель з'єднання плитної частини та ребра з використанням абсолютно жорстких вставок на рис. 1, що також відповідає схемі за рис.2 може бути прийнятною для подальшого скінченоелементного моделювання в ПК ЛІРА –САПР. **Довжина жорсткої вставки дорівнює відстані від центру ваги перерізу полки (або її серединної поверхні) до центру ваги перерізу ребра.**



$$h_{\text{плити}} = 0,07 \text{ м}, h_{\text{стілки балки}} = 0,5 - 0,07 = 0,43 \text{ м}$$

$$\frac{0,07}{2} + \frac{0,43}{2} = 0,25 \text{ м.}$$

Якщо ми оперуємо поняттям «жорстка вставка», то воно відноситься до кінцевих елементів.

Аналогічним за суттю в ПК ЛІРА є інструмент «абсолютно жорстке тіло». Ця опція притаманна для вузлів СЕ схеми. Об'єднуючи вузли СЕ різної мірності (стержні, пластини) в жорстке тіло можна також змоделювати з'єднання плити з ребром

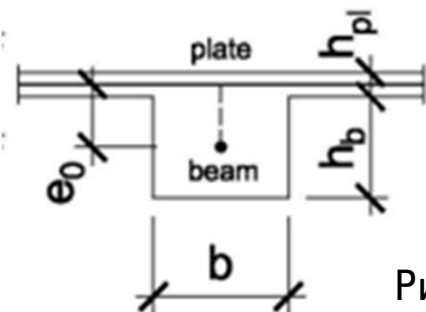
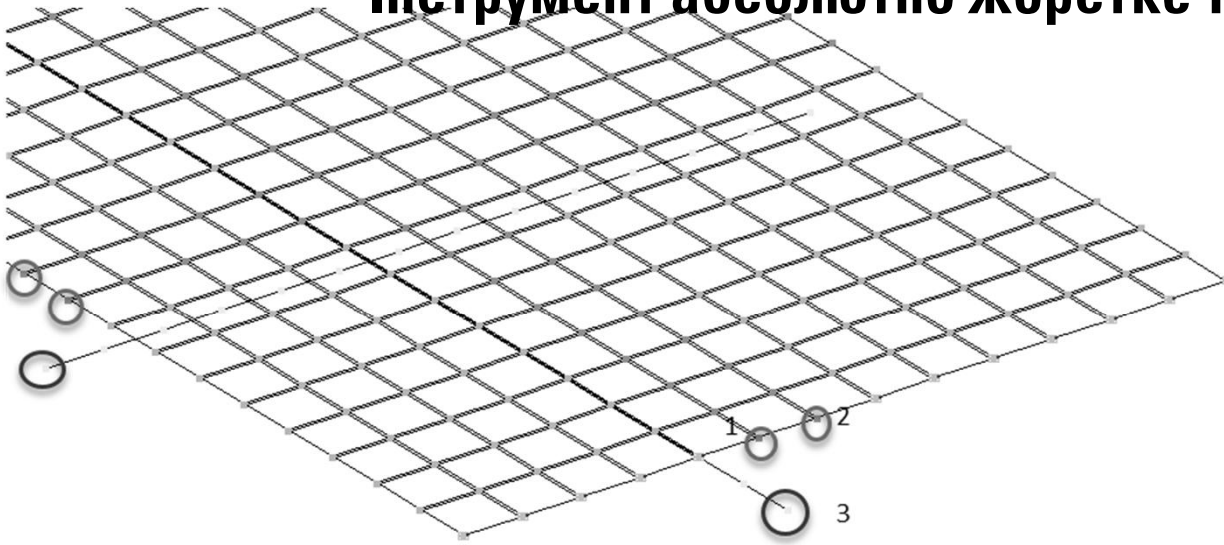


Рис.1

Рис.2

Інструмент абсолютно жорстке тіло



Ці вузли утворюють групу (трійку вузлів) в площині XOZ, що об'єднуються в абсолютно жорстке тіло (АЖТ)

1,2 – вузли , що належать пластинчатим скінченим елементам.

3- вузол, що належить стержньовому скінченому елементу

Серединний шар пластинчатого СЕ та центр ваги стержньового СЕ прямокутного перерізу «розносяться» на відстань, що дорівнює відстані між центром ваги стержня та серединною лінією пластини (рис. 6.2, б) або відстані, що дорівнює різниці між половиною товщини плитної частини та половиною загальної висоти плити (рис. 6.2, в). Після рознесення на відстань за варіантом 1 (рис.6.2,б) або варіантом 2 (рис.6.2,в) пластинчатих СЕ та стержньових СЕ за допомогою опції «абсолютно жорстке тіло» виконують об'єднання вузлів стержньових елементів та пластинчатих СЕ, що лежать в одній вертикальній площині.

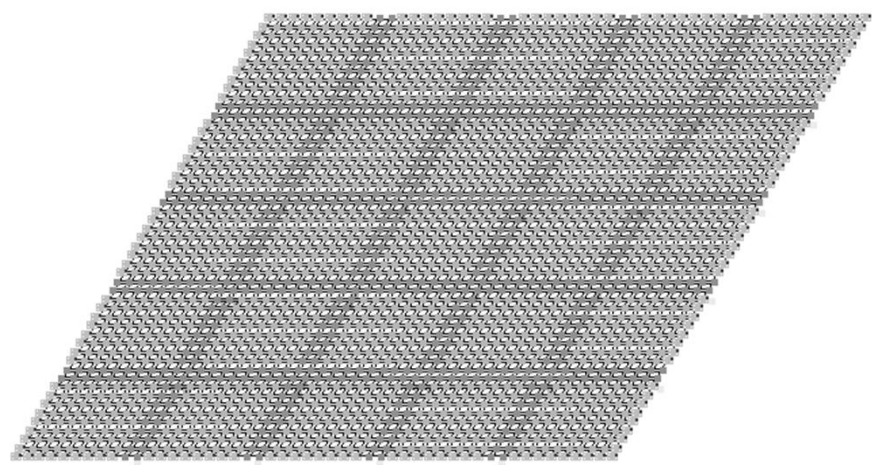


Рис.1 Скінченоелементна модель ребристого перекриття

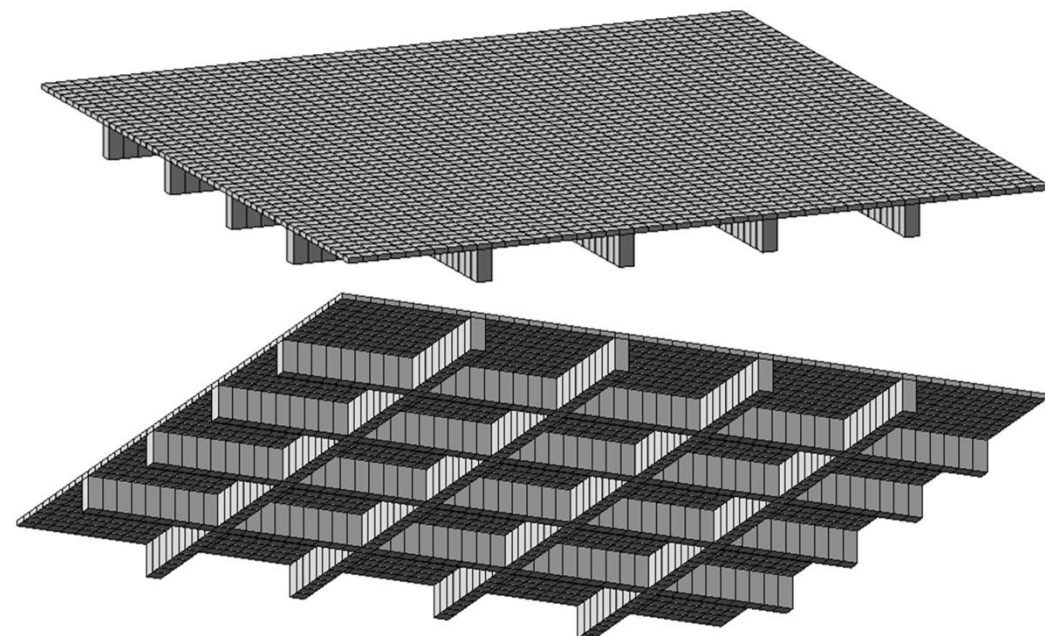


Рис.2 .Просторова модель кесонного перекриття

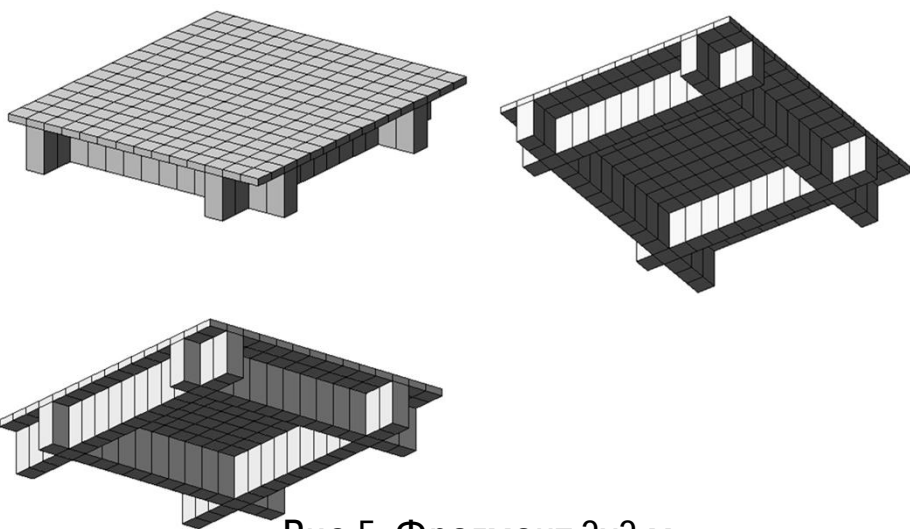


Рис.5 .Фрагмент 2x2 м , виокремлений із масива кесона

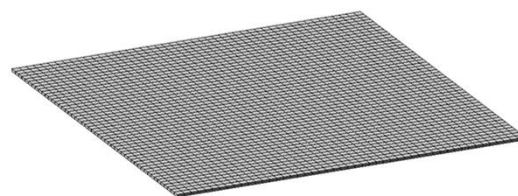


Рис.3 .Просторова модель плитної частини

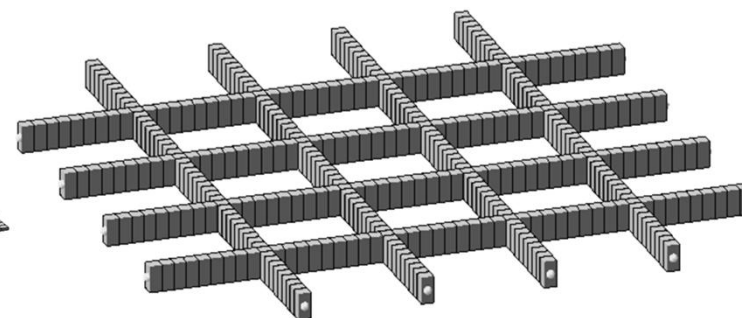


Рис.4 .Просторова модель ребристої частини плити

Таблиця 1 - Жорсткості елементів при пружному розрахунку

Тип СЕ	Назва параметру	Позначення величини	Значення	Одиниця виміру
Бетон класу С20/25 	Осьова жорсткість	EF	263160	т
	Жорсткість на згин відносно осі Y	EJ_y	4054,86	т·м ²
	Жорсткість на згин відносно осі Z	EJ_z	877,2	т·м ²
	Жорсткість на кручення	GJ_t	1036,06	т·м ²
	Початковий модуль пружності	E	2,3·10 ⁶	т/м ²
	Модуль зсуву	G	958333	т/м ²
	Коефіцієнт Пуасона	ν	0,2	
	Момент опору перерізу в пластичній стадії роботи бетону	W_{pl}	9245	см ³

Таблиця 3 – Жорсткості на вигин та кручення для стержньового елемента ($EI_y/4$, $GI_k/4$) на ділянках ребер, де виникають нормальні тріщини

№ з/п	Назва параметру	Позначення	Значення величини	Одиниця виміру
1	Згинальна жорсткість щодо осі Y	EI_y	1013,715	т·м ²
2	Жорсткість на кручення	GI_k	259,015	т·м ²

Таблиця 2 – Збір навантажень на перекриття

№ з/п	Назва та значення навантаження, кН/м ²	Характеристичне значення, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове значення, кН/м ²
1. Постійне навантаження				
	Підлога	0,24	1,2	0,29
1.2	Власна вага кесонної плити	Автоматично обчислюється в ПК ЛІРА-САПР		
2. Тимчасове навантаження (корисне)		2,0	1,2	2,4
Всього на перекриття (без урахування власної ваги):				2,69

За ДБН для бетону класу С20/25 характеристичний опір бетону на розтяг становить $f_{ctk,0,05} = 1,5 \text{ МПа} = 0,15 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$.

Визначимо величину моменту вигину, який викликає утворення тріщин:

$$M_{crc} = f_{ctk} \cdot W_{pl}$$

де W_{pl} – моменту опору перетину стержня при роботі елемента в пластичній стадії деформування:

$$W_{pl} = W_{elast} \cdot 1,5$$

Момент опору перерізу W_{pl} при роботі в пружній стадії для стержня прямокутного перерізу (табл.6.1): $W_{pl} = 9245 \text{ см}^3$.

Момент утворення тріщин M_{crc} для стержнів 1-го типу кінцевоелементної схеми:

$$M_{crc} = f_{ctk} \cdot W_{pl} = 0,15 \cdot 9245 = 1386,75 \text{ кН}\cdot\text{см} = 1,41 \text{ т}\cdot\text{м}$$

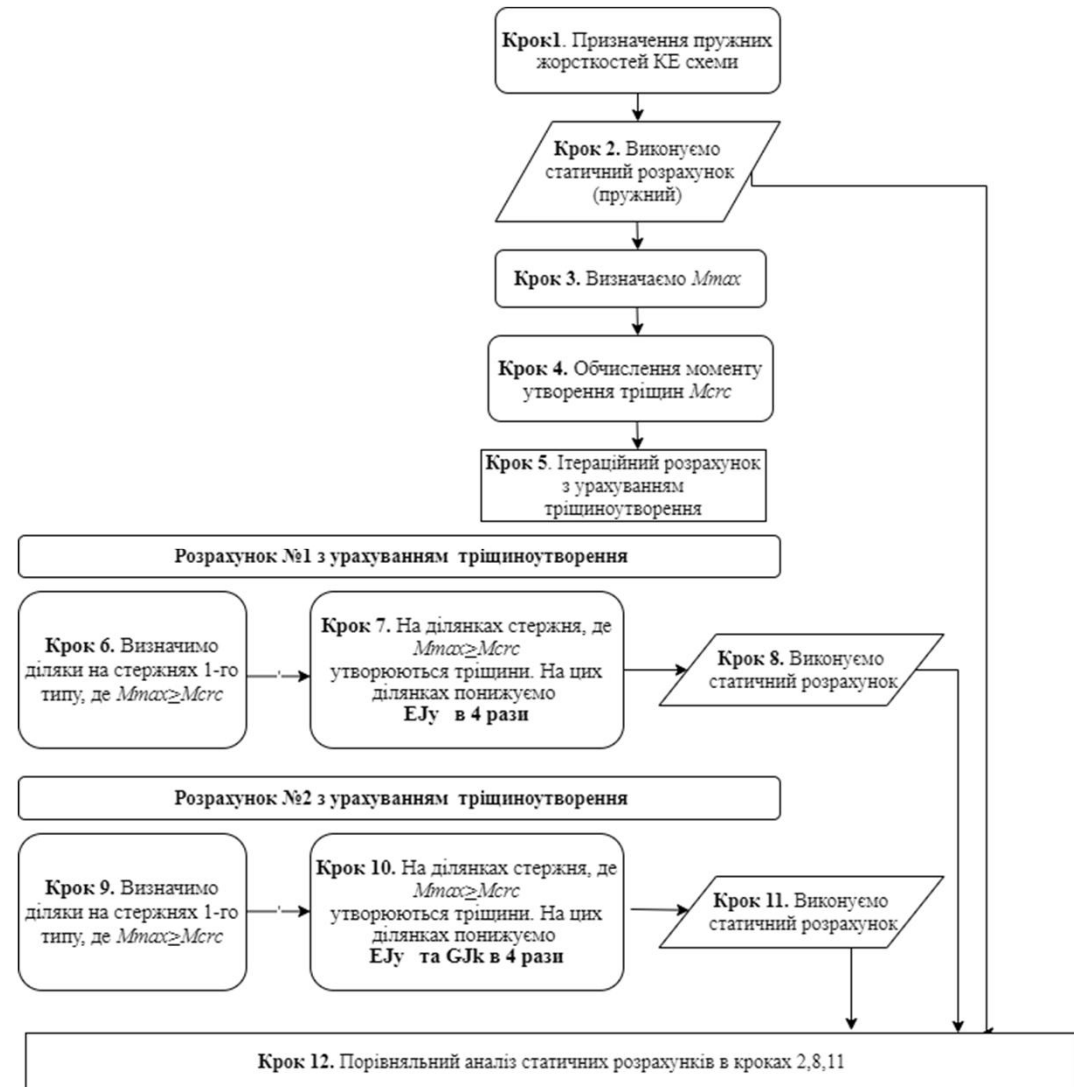
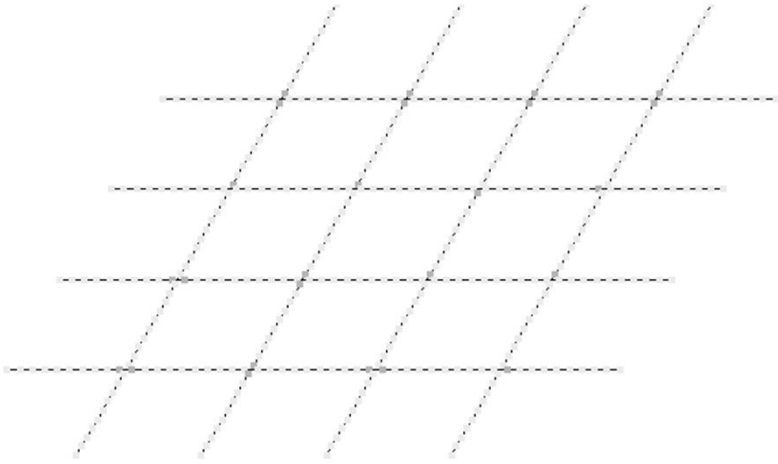


Рис. Алгоритм числового експерименту

Рис. Фрагментація скінченоелементної схеми перекриття- показана лише ребриста частина плити



На першому етапі планується виконати статичний розрахунок системи, елементам якої призначено пружні значення жорсткості.

Далі обчислюємо **момент тріщиноутворення** M_{cr} й виконуємо порівняння моменту вигину M_u на ділянках стержнів скінченоелементної схеми за рис.

На ділянках, де максимальний момент вигину $M_{max} > M_{cr}$, з'являються нормальні від вигину тріщини.

На наступних етапах виконаємо ітераційні розрахунки при понижень в 4 рази лише одній жорсткості на вигин $EI_y/4$ (табл. 6.3), та понижених обох жорсткостях на вигин та на кручення $EI_y/4$ та $GI_t/4$.

Ітераційні розрахунки припинялися, **коли значення жорсткості елемента зі зміненими жорсткостями на останній ітерації співпадало з значенням жорсткості елементів на попередній ітерації**. Змінений тип жорсткості - це понижений тип жорсткості, оскільки враховував тріщиноутворення.

В даному дослідженні при кожному типі розрахунку з пониженою жорсткістю виявилось достатнім одного ітераційного розрахунку.

Епюра моментів вигину M_y після пружного розрахунку

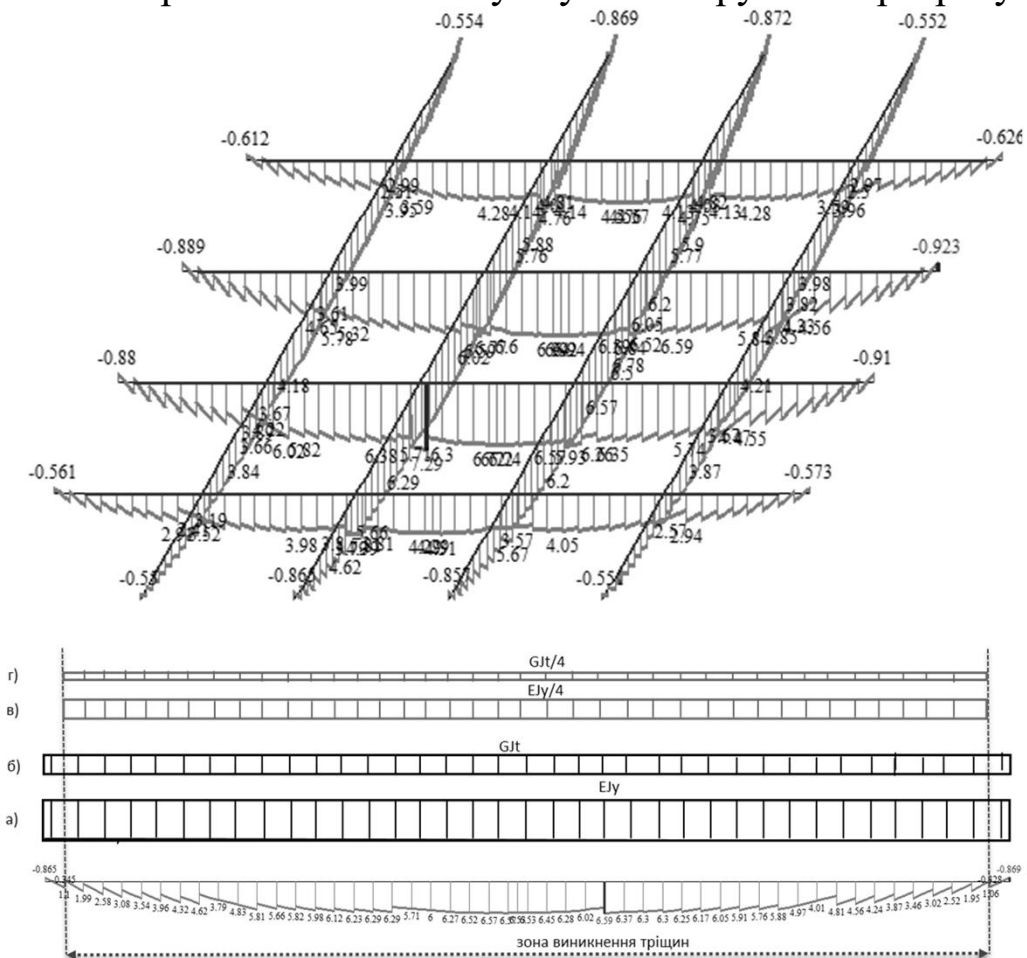
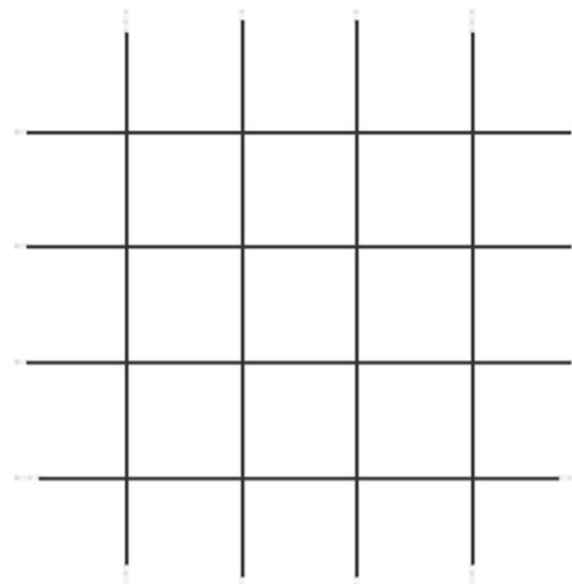


Рис. Найбільш напружена балка при вигині: постійні по всій довжині елемента жорсткості на вигин та на кручення-а,б; понижені жорсткості в 4 рази на вигин та на кручення на ділянці ребра, де виникають нормальні тріщини -в, г

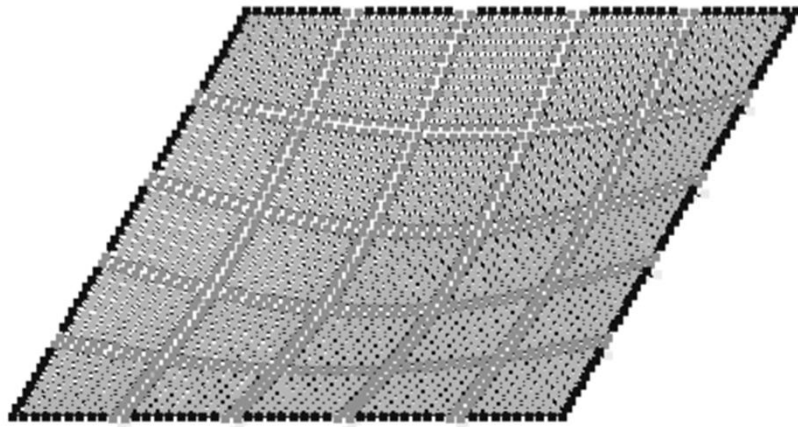
Ділянки на балочних елементах плити, де $M_{max} \geq M_{cr}$ після 1-го пружного розрахунку (інвертовано червоні ділянки утворення тріщин)



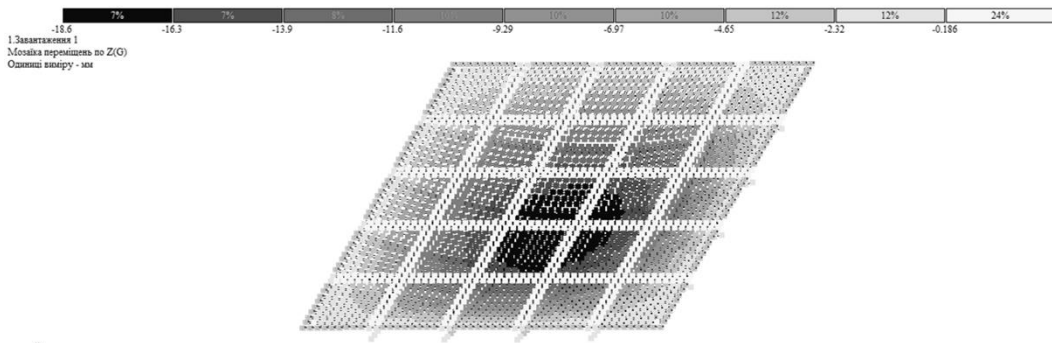
На ділянках ребер, де $M_{max} \geq M_{cr} = 1,41$ тм утворюються тріщини

АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ СТАТИЧНОГО РОЗРАХУНКУ

Деформована схема кесонного перекриття при пружного статичного розрахунку



Мозаїка переміщень вузлів СЕ схеми вздовж осі Z після пружного розрахунку

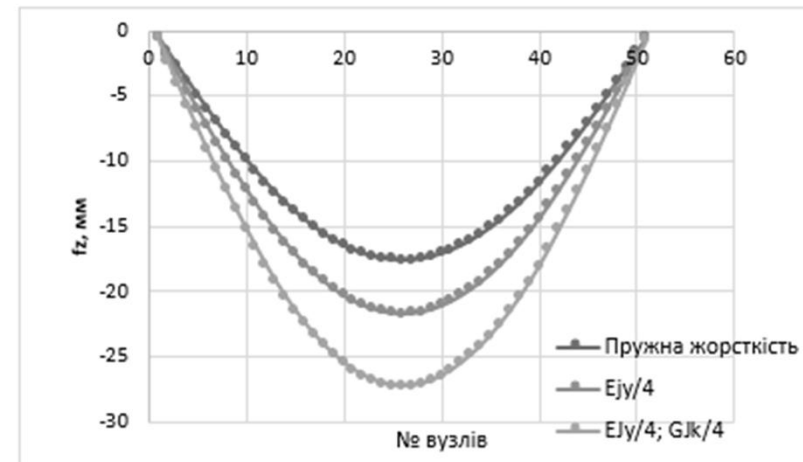


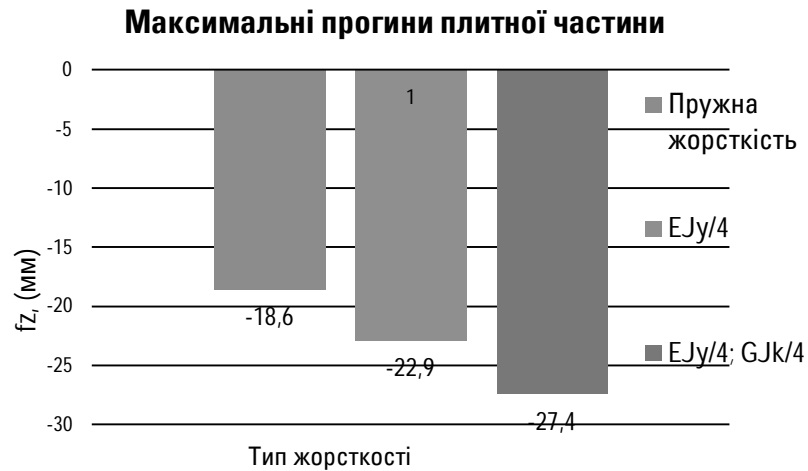
Zy
Zx

Таблиця 1 - Максимальні значення переміщень СЕ моделі перекриття

Тип розрахунку	Переміщення f_z , (мм)	
	Плита	Ребра
Пружна жорсткість	-18,6	-17,8
$EJ_{\sqrt{4}}$	-22,9	-22
$EJ_{\sqrt{4}}; GJ_{\sqrt{4}}$	-27,4	-26,38

Графіки прогинів ребра (балки) плити, де виникають найбільші прогини





З рисунка видно, що при урахуванні пониження тільки згинальної жорсткості від утворення тріщин, що традиційно використовується при проектуванні, максимальний прогин збільшується в **1,23** рази. Врахування же зміни і згинальних, і крутильних жорсткостей збільшує максимальний прогин в **1,47** рази.

Таким чином, **величина максимального прогину при врахуванні зміни і згинальних, і крутильних жорсткостей на 19,7% більше, ніж максимальний прогин при врахуванні зміни тільки згинальних жорсткостей.**

Аналіз напруженого стану ребристої частини перекриття

Табл. Максимальні зусилля в балочних елементах перекриття

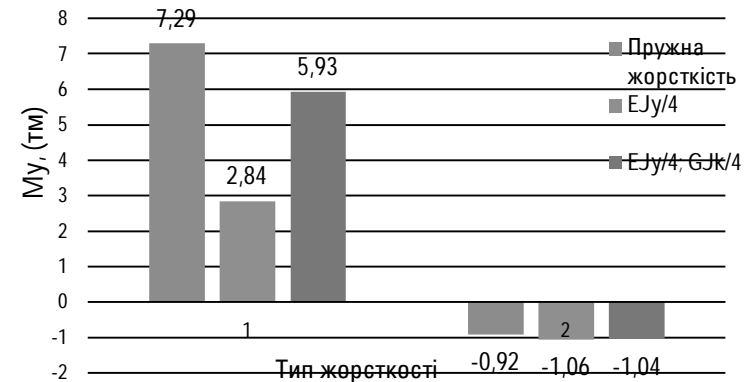
Тип жорстості	M_y (тм)		M_x (тм)		Q (т)	
CE						
Пружна жорсткість	7,29	-0,92	-1,38	1,48	-12,1	12,1
$EJ_y/4$	2,84	-1,06	-1,76	1,84	-12	11,9
$EJ_y/4; GJ_t/4$	5,93	-1,04	-0,949	1,48	-11,8	11,8

Так, видно, що при зменшенні внаслідок тріщиноутворення тільки однієї жорсткості при згині в 4 рази моменти вигину в ребрах зменшилися на 156,7% в порівнянні з пружним розрахунком.

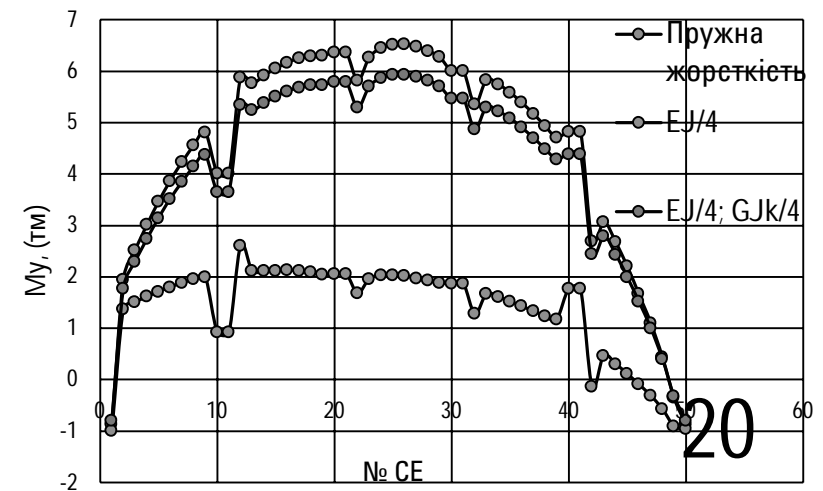
При зменшенні **обох типів жорсткостей в 4 рази** моменти вигину в ребрах зменшилися на 22,93 % в порівнянні з пружним розрахунком.

Врахування пониження обох типів жорсткостей в порівнянні тільки з пониженням одного типу жорсткості дає різницю в моментах згину в 108,8%

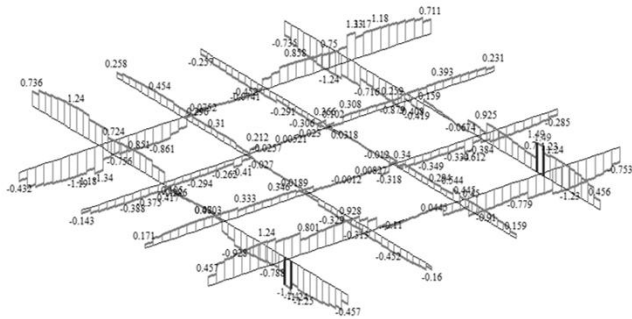
Максимальні моменти вигину M_y



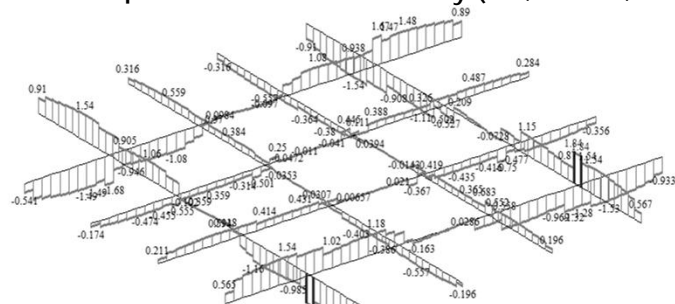
Епюри моментів вигину в найбільш напруженому ребрі перекриття ($l=10,0m$)



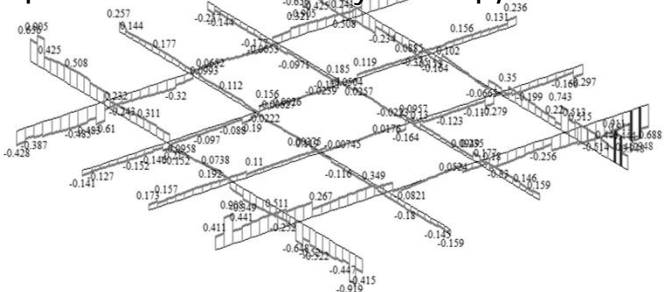
Епюра моментів кручення M_t після: розрахунку з пружними жорсткостями ($M_{t,max} = 1,48$ тм)



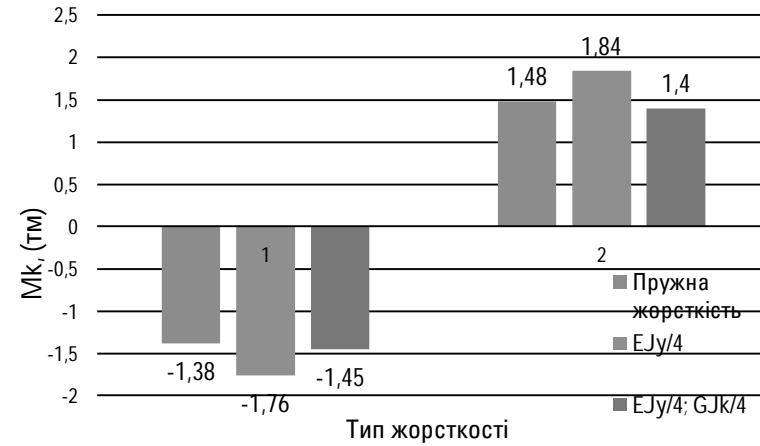
Епюра моментів кручення M_t після: розрахунку з пониженими жорсткостями на згин EJ ($M_{t,max}=1,84$ тм)



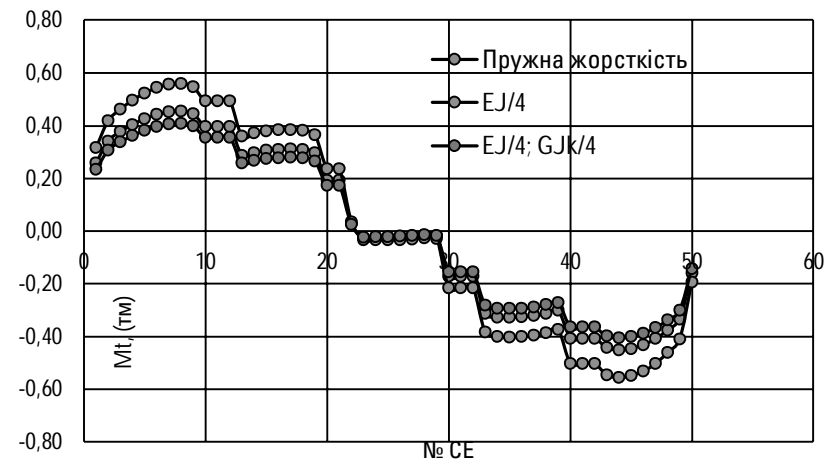
Епюра моментів кручення M_t після: розрахунку з пониженими жорсткостями на згин EJ та на кручення GJ ($M_{t,max}=0,94$ тм)



Максимальні моменти кручення M_k



Моменти кручення M_t в балочному елементі



Аналіз напруженого стану плитної частини перекриття

Табл. Максимальні зусилля плитній частині перекриття

Тип жорсткості	M_x (т·м/м.п)		M_y (т·м/м.п)		M_{xy} (т·м/м.п)	
	CE					
Пружна жорсткість	-0,286	0,876	-0,293	0,908	-1,07	1,09
$EJ_y/4$	-0,29	0,975	-0,296	1,01	-1,11	1,12
$EJ_y/4; GJ_k/4$	-0,276	0,751	-0,282	0,785	-1,03	1,04



Висновок: зусилля (погонні напруження) в плитній частині перекриття не зазнали істотних змін.



ВИСНОВКИ

- 1. Залізобетонне кесонне перекриття, що змодельоване як пластинчато-стержньова скінченоелементна система, дозволяє врахувати зміну згинальних і крутильних жорсткостей елементів цього перекриття.
- 2. Враховано перерозподіл внутрішніх зусиль в стержнях скінченоелементної моделі в результаті утворення тріщин. Це дозволило оцінити реальний напружений стан в елементах такої схеми з врахуванням зміни як згинальних, так і крутильних жорсткостей елементів перекриття.
- 3. З рисунка 7.1 видно, що при урахуванні пониження тільки згинальної жорсткості від утворення тріщин, що традиційно використовується при проектуванні, максимальний прогин збільшується в **1,23 рази**. Врахування же зміни і згинальних, і крутильних жорсткостей збільшує максимальний прогин в **1,47 рази**. Таким чином, величина максимального прогину при врахуванні зміни і згинальних, і крутильних жорсткостей на **19,7%** більше, ніж максимальний прогин при врахуванні зміни тільки згинальних жорсткостей.
- 4. Так, видно, що при зменшенні внаслідок тріщиноутворення тільки однієї жорсткості при згині в 4 рази моменти вигину в ребрах зменшилися на **157,6%** в порівнянні з пружним розрахунком. При зменшенні обох типів жорсткостей в 4 рази моменти вигину в ребрах зменшилися на **22,9%** в порівнянні з пружним розрахунком.

5. Врахування пониження обох типів жорсткостей в порівнянні тільки з пониженням одного типу жорсткості дає різницю в моментах згину в 109,5%.
6. Різниця в розрахунках при зменшенні лише згинальної жорсткості перерізу в результаті тріщиноутворення в порівнянні з розрахунком при зміні і згинальної, і крутильної жорсткостей складає: для прогинів плитної частини – 19,7%; для згинальних моментів – 109,5 %; для крутних моментів – 31,42%.
7. При проектуванні залізобетонних перекриттів, як суцільних, так і стрижневих необхідно обов'язково враховувати зміну обох видів жорсткостей їх елементів від утворення в них нормальних тріщин.
8. З таблиць 7.2 та 7.3, а також з рисунків 7.5, 7.7 можна зробити важливий висновок, що врахування зміни крутильних жорсткостей суттєво змінює як картину переміщень, так і картину згинальних і крутних моментів в елементах розглянутого перекриття. Дані рисунка 7.1 пояснюють, чому часто при практичному проектуванні реальні прогини залізобетонних плит перекриття виявляються більшими за розрахункові. Це саме з тої причини, що при традиційному проектуванні проектувальники враховують зміни лише згинальних жорсткостей від утворення тріщин. Це призводить не тільки до викривлення картини переміщень, а й картини величин згинальних і крутних моментів.

Дякую за увагу!