

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: Будівельних конструкцій

## РОЗРАХУНКОВО-ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА ДО МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ

ОС « МАГІСТР»

**На тему:** *Міській відділ поліції в м. Охтирка*

Галузь знань : 19 "Архітектура та будівництво"  
Спеціальність : 192 "Будівництво та цивільна інженерія"

**Виконав:** *студент 2м курсу*  
*Пугач Федір Миколайович*

**Керівник :** *к.т.н. доц. Срібняк Наталія Миколаївна*

**Завідувач кафедри:** *к.т.н., доцент Душин Владислав Вікторович*

СУМИ 2021

## Анотація

**Пугач Ф.М. Міський відділ поліції в м. Охтирка** – Кваліфікаційна робота магістра на правах рукопису.

**Кваліфікаційна робота магістра** за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія». – Сумський національний аграрний університет, Суми, 2021.

Робота складається *вступу* та трьох розділів: *архітектурно-будівельного, дослідницько-розрахункового, технологічно-організаційного*.

**Архітектурно-будівельний розділ:** розроблені архітектурне, об'ємно-планувальне і конструктивне рішення будівлі.

**Дослідницько-розрахунковий розділ:** сформульовано мету, задачі, об'єкт та предмет дослідження, методи наукового дослідження. Виконано кінцевоелементне моделювання фрагменту ребристої плити різними способами, виконано статичний розрахунок моделей, проаналізовано результати, сформульовано висновки. Запропоновано метод врахування ексцентричності ребристої та плитної частини в інженерних розрахунках. Виконано розрахунок фундаментів.

**Технологічно-організаційний розділ:** наведено відомості щодо підготовки об'єкту будівництва та розроблено технологічну карту на бетонування перекриття.

**Список публікацій** та виступів на конференціях студента:

Пугач Ф.М., Срібняк Н.М. Дослідження роботи зв'язкового каркасу промбудівлі /Матеріали Всеукраїнській студентській науковій конференції, присвяченої Міжнародному дню студента (15-19 листопада 2021 р. ).– Суми, 2021. С.190

# ЗМІСТ

Завдання.....	2
Анотація.....	4
ВСТУП.....	7
<b>РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИЙ.....</b>	<b>9</b>
<b>1.1 Ситуаційний план.....</b>	<b>10</b>
<b>1.2. Об'ємно-планувальне рішення.....</b>	<b>11</b>
1.2.1 Основні будівельні показники.....	13
<b>1.3. Архітектурно-конструктивне рішення.....</b>	<b>14</b>
<b>1.4. Інженерні розрахунки.....</b>	<b>19</b>
1.4.1 Теплотехнічний розрахунок конструкції покриття.....	19
1.4.2 Теплотехнічний розрахунок зовнішнього стінового огороження.....	22
<b>РОЗДІЛ 2. ДОСЛІДНИЦЬКО-РОЗРАХУНКОВИЙ.....</b>	<b>24</b>
<b>2.1. Пункт «Дослідницько-розрахунковий».....</b>	<b>25</b>
2.1.1 Вступ.....	25
2.1.2 Загальні відомості про проектування ребристих з/б плит перекриття.....	29
2.1.3 Конструктивне вирішення ребристого монолітного перекриття.....	31
2.1.4 Характеристика моделей, що прийняті до розрахунку та аналізу.....	32
2.1.5 Збір навантаження.....	36
2.1.6 Граничні умови.....	38
2.1.7 Аналіз результатів числового експерименту.....	38
2.1.7.1 Аналіз напружено деформованого стану для моделей №1 та №2.....	38
2.1.7.2 Визначення площі арматури для розрахункових моделей.....	46
2.1.7.3 Аналіз напружено деформованого стану для моделей №3 и №4.....	48
2.1.8 Порівняння зусиль в ребрах, обчислених за аналітичною методикою та числовим методом.....	61
<b>2.2 Пункт «Розрахунково-конструктивний» .....</b>	<b>64</b>
2.2.1 Загальна характеристика несучої системи.....	64
2.2.2 Збір навантажень.....	64
2.2.3 Розрахунок фундаментів.....	69
2.2.3.1 Прив'язка будівлі, що проектується, до існуючого рельєфу.....	69

будівельного майданчика.....	
2.2.3.2 Оцінювання інженерно-геологічних й гідрогеологічних умов майданчика будівництва.....	71
2.2.3.3 Розрахунок характеристик ґрунтів.....	71
2.2.3.4 Інженерно-геологічні розрізи.....	75
2.2.3.5 Варіанти можливих фундаментів.....	76
2.2.3.6 Розрахунок і проектування фундаментів мілкового закладення в перерізі I –I.....	77
2.2.3.7 Визначення висоти фундаменту (ФМЗ-1) .....	79
2.2.3.8 Визначення висоти фундаменту згідно із конструктивними вимогами.....	79
2.2.3.9 Визначення розрахункової висоти d фундаменту.....	79
2.2.3.10 Визначення глибини закладання фундаменту «ФМЗ-1».....	80
2.2.3.11 Визначення розмірів подошви фундаменту.....	81
2.2.3.12 Обчислення ймовірного осідання фундаменту (ФМЗ – 1).....	83
<b>РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ.....</b>	<b>86</b>
<b>3.1. Підготовка об'єкта будівництва.....</b>	<b>87</b>
3.1.1. Умови здійснення будівництва.....	87
<b>3.2. Технологія виконання будівельних процесів – розробка технологічної карти на бетонування монолітного перекриття.....</b>	<b>87</b>
3.2.1 Область застосування та призначення технологічної карти.....	87
3.2.2 Визначення складу та об'ємів будівельно-монтажних робіт.....	90
3.2.3 Організація та технологія виконання робіт.....	92
3.2.4 Вимоги до якості виконання робіт.....	102
3.2.5 Схема операційного контролю якості.....	108
3.2.6 Потреба в матеріально-технічних ресурсах.....	110
<b>Список використаних джерел.....</b>	<b>122</b>
<b>Додатки.....</b>	<b>125</b>

## ВСТУП

Будівля, що проектується, – чотириповерхова адміністративна будівля відділу поліції в місті Охтирка Сумської області приймається із монолітного залізобетону .

Сьогодні монолітне будівництво – одна з найбільш перспективних технологій зведення будівель. Його ідея дуже проста та подібна до принципу зведення монолітних фундаментів. У масштабі цілої будівлі це виглядає як зведення конструктивних елементів з бетонної суміші з використанням спеціальної опалубки безпосередньо на будівельному майданчику. Створюється абсолютно жорсткий каркас з різними видами огорожувальних конструкцій.

Розрахунки показують, що зведення монолітної будівлі економічно доцільно та обгрунтовано.

Процес монолітного будівництва складається з декількох етапів: приготування й доставки бетону (класів С 12/15 – С 25/30), підготовки опалубки й власне вкладання бетону.

Вся електрична проводка при виконанні монолітних робіт виконується в момент формування стін і перекриттів і згодом повністю виключені будь-які її пошкодження.

Переваги монолітного будівництва:

-Перше і найважливіше – монолітне малоповерхове будівництво дозволяє значно скоротити терміни й вартість зведення будівель. В даному випадку етап виробництва будівельних матеріалів на заводі пропускається, всі роботи з монолітного будівництва переносяться безпосередньо на будівельний майданчик, трудовитрати здійснюються один раз.

-При монолітному будівництві незнімна опалубка дозволяє проектувати й зводити будівлі абсолютно будь-якої геометрії, змінювати їх або додавати нові елементи без істотних простоїв в часі, тоді як заводські

технології виробництва будматеріалів не дозволяють оперативно відступати від норм, стандартів і типорозмірів.

- Монолітна будівля на 15–20% легше будівлі з цегли, і тим більше, легше за кам'яну споруду. Технологія лиття в незнімну опалубку дозволяє зменшувати товщину стін, зберігаючи потрібні теплоізоляційні властивості. Відповідно, більш легку будівлю вимагає й більш легкого фундаменту, що також сприяє економії.

- Зведення монолітних будівель відбувається таким чином, що стіни й стелі вимагають мінімального опорядження. Всі поверхні ідеально рівні й гладкі, а при чіткому дотриманні технології значно знижується тривалість «мокрих процесів».

- Будівництво з монолітного бетону забезпечує майже повну відсутність стиків і швів. За рахунок цього збільшується звуко- і пилонепроникність приміщень, при цьому термін служби монолітних конструкцій становить понад 150 років.

- У будинках, зведених за монолітною технологією, за рахунок рівномірного розподілу навантаження практично відсутні ризики обвалення, виникнення тріщин і слабких місць. Вся конструкція осідає рівномірно. Будівля придатна до експлуатації відразу після завершення будівельних робіт.

- Монолітні роботи набагато простіше, ніж, скажімо, традиційні роботи з бетонними блокам або каменем. Блоки монтуються вручну, а доставляються й переносяться без застосування важкої техніки.

Таким чином, проектування будівлі міського відділу поліції в місті Охтирка в монолітному виконанні є економічно вигідним та доцільним.

**РОЗДІЛ 1.**  
**АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ**

## 1.1. Ситуаційний план

Будівля відділу поліції, що проектується, розміщується по вул. Батюка в м. Охтирці Сумської області. Генеральний план будівництва розроблений з урахуванням компонентів довкілля, умов обмеженого міського середовища. Планування об'єкта забезпечує сприятливі умови для його експлуатації.

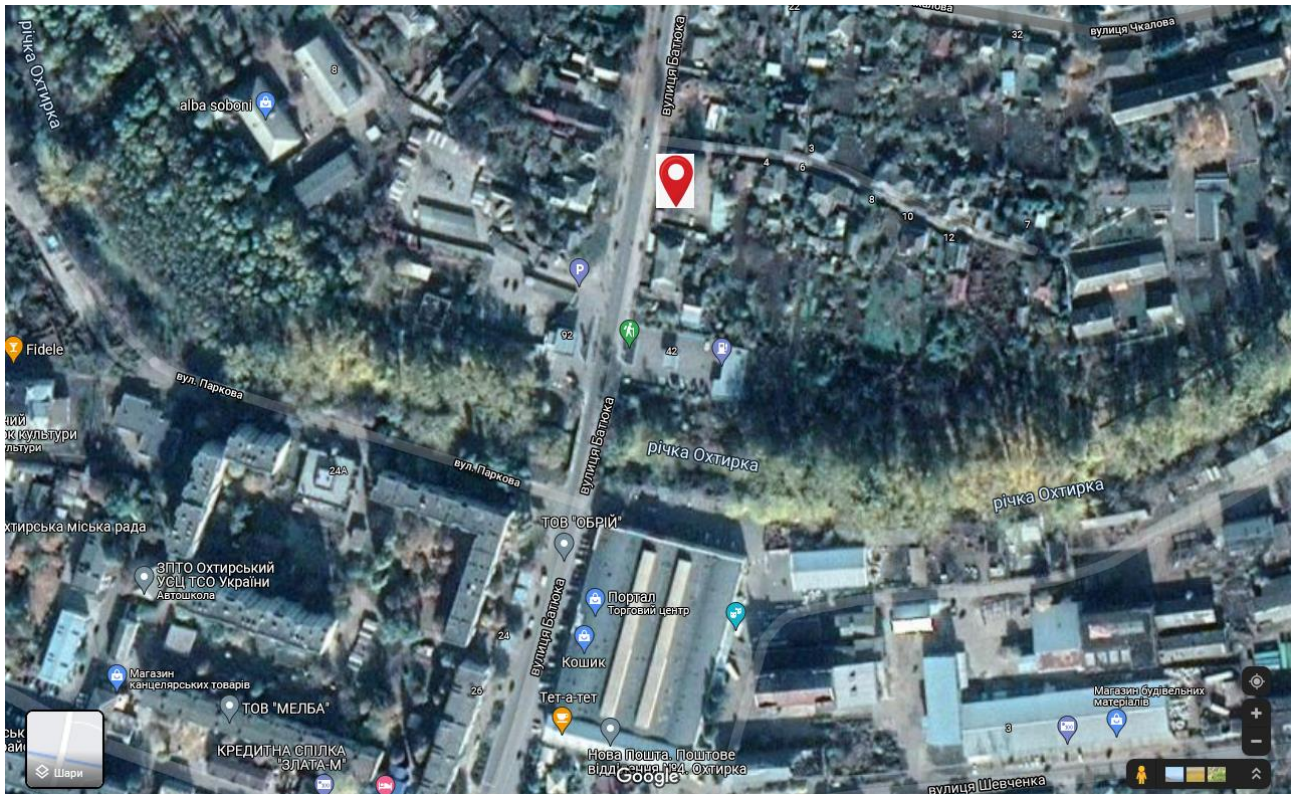


Рис. 1.1 Ситуаційний план

Ділянка, відведена для будівництва, розташованій поблизу дороги, що забезпечує гарний транспортний зв'язок об'єкта, що зводиться, з інфраструктурою міста.

Для забезпечення безперешкодного проїзду пожежних машин навколо будівлі, що зводиться, виконані проїзди з шириною дорожнього полотна 3,5 м. Ці проїзди також слугують для доставки продуктів харчування до завантажувальних їдальні, яка знаходиться на другому поверсі будівлі, під'їзду сміттєвозів до сміттєвих контейнерів, а також для доступу співробітників до стоянки на території відділку.

Перелік будівель та споруд на ділянці біля будівлі, що проектується, наведено в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 Експлікація будівель та споруд

Номер приміщення	Назва	Площа, м <sup>2</sup>	Примітка
1	Будівля, що проектується	1413,0	
2	Майданчик автостоянки для співробітників	2425,0	
3	Автостоянка гостьова	789,0	

Об'ємно-планувальне рішення відділу поліції розроблено на основі:

- звіту про інженерно-геологічні вишукування;
- оптимального використання внутрішнього простору зважаючи на розміри будівлі та її конфігурацію;
- організації чіткого функціонального зонування й зручного транспортного зв'язку;
- дотримання вимог нормативних документів в питаннях забезпечення евакуаційних шляхів в будівлі при пожежній загрозі;
- врахування вимог архітектурної виразності;
- забезпечення актуальних вимог з енергозбереження та сталого розвитку.

Згідно вимогам [1] [2] відділок поліції являє собою чотириповерхову будівлю з розмірами в осях 40,0×36,1 м, а в яка має чітку функціональну структуру.

### 1.2. Об'ємно-планувальне рішення

Будівля має неправильну форму в плані. Основні габарити будівлі в осях 36,1×40 м. Кількість поверхів – 4, висота поверху 3,6 м. На другому поверсі з боку центрального фасаду розташована їдальня, розрахована на 120 осіб, а також банкетний зал на 30 осіб.

Архітектурну виразність фасаду надають забарвлення водоемульсійною фасадною фарбою по каталогу «Tikkurila», використання карнизів і колон по кутах будівлі.

Загальна висота будівлі від рівня чистої підлоги першого поверху – 16м. Висота типового поверху – 3,6м. Висота підвалу – 2,5 м. Підвал для проводок інженерних мереж, технічний поверх призначений для розміщення вентиляційних камер. Вхід до підвалу здійснюється через перший поверх по спеціальній сходовій клітці .

На першому поверсі розташовані спортивно-тренувальний зал, медпункт, архів. Також на першому поверсі розташована чергова частина з кімнатою попереднього затримання. Для цього заплановано спеціальний відокремлений в'їзд в будівлю на спецавтомобілі.

На другому поверсі розташована їдальня, банкетний зал. В складу службово-побутових приміщень їдальні входять: кабінет завідувача, кімната завгоспа, господарська комора, вбиральні для персоналу, кімната відпочинку для персоналу, кімната для прання. Дані приміщення розташовані з тильного боку фасаду, і мають службовий вхід через двір.

У будівлі – два під'їзди. Вхід здійснюється через сходову клітку, або через запасний вихід, розташований з двору території. Сходи – незадимлювані. Перехід зі сходової клітки до ліфтів здійснюється через балкон. Запроектовані тамбури.

Для забезпечення вертикального взаємозв'язку між поверхами застосовуються три ліфти й три сходові клітки. Розміри сходової клітки в осях 6,0×3,0 м.

Евакуація з житлових поверхів передбачається через сходові клітки, розташовані на достатній відстані одна від одної. Також запроектовані виходи на дах через сходові клітки при надзвичайних подіях. Вихід з першого поверху назовні здійснюється через хол або через запасний вихід.

### 1.2.1 Основні будівельні показники

В таблиці 1.2 наведено експлікації приміщень об'єкту.

Таблиця 1.2 Експлікація приміщень

Номер приміщення	Найменування	Площа, м <sup>2</sup>
1	Вестибюль	14,5
2	Тамбур	22,9
3	Приміщення охорони	13,1
4	Коридор	291,9
5	Архів	27,4
6	Санвузол службовий	9,76
7	Санвузол гостьовий	9,76
8	Спортприміщення	65,0
9	Процедурний кабінет. Ізолятор	14,5
10	Медслужба	17,9
11	Сходова клітка	146
12	Зброяна	14,5
13	Кімната чищення зброї	14,5
14	Кімната попереднього затримання	6,8
15	Кабінет	18,4
16	Гардероб	26,0
17	Криміналістичний відділ	16,2
18	Відділ по роботі з малолітніми	14,5
19	Чергова частина	11,1
20	Кімната прийому їжі МОП	23,6
21	Гардеробна, кімната відпочинку МОП	23,0
22	Операційна	23,6
23	Штаб	32,9
24	Комора інвентарю для прибирання	6,5
25	Відділ кадрів	48,8

26	Робочі приміщення	16,2
27	Пральня	6,2
28	Прасувальня	16,4
29	Оперативна служба	78,4
30	Кабінет начальника	36,6
31	Зал нарад	53,2
32	Приймальня	17,3
33	Кімната відпочинку начальника	12,4
34	Кімната для відвідувачів	13,1
35	Музей / бібліотека	49,6
36	Санвузол керівників	5,8
37	Серверна	14,5
38	Бухгалтерія	14,5
39	Каса	3,1

### 1.3. Архітектурно-конструктивне рішення

В якості несучої системи будівлі прийнятий монолітний залізобетонний каркас з нерівномірною сіткою колон 3 ... 6 м. Висота поверху прийнята 3,6 м. Просторова жорсткість каркаса забезпечується поперечними і поздовжніми рамами, діафрагмами жорсткості, стінками сходових клітин товщиною 400 мм із важкого бетону С 20/25.

#### 1.3.1 Фундаменти

Фундамент прийнято перехресно-стрічковий, мілкового закладення під колони, і стрічковий під монолітні стіни підвалу. Клас бетону – С 16/20. Безпосередньо під колони запроектовано стовпчасті стаканного типу.

#### 1.3.2 Колони

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

#### 1.3.3 Стіни

Стіни зовнішні нижче відмітки –0.100 – монолітні залізобетонні з бетону класу С 20/25 за [3] товщиною 400мм. Стіни зовнішні – блоки з пористого

бетону марки за середньою щільністю Д 500 за [4] та клас бетону, що має показник міцності на стиск В 1,5 на розчині марки 100.

Заповнення зовнішніх стін вище відм.  $-0.100$  – блоки з пористого бетону марки за середньою густиною Д 500 за [4] та клас бетону за міцністю на стиск В 1,5 на розчині марки 100.

#### *1.3.4 Перегородки*

Перегородки – блоки з пористого бетону марки Д 500 за [4] 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 [5] на розчині марки М100.

Перегородки за проектом спираються на несучу конструкцію перекриття (плиту перекриття), і ні в якому разі не допустимо спирання на чисту підлогу. Перегородки кріплять до стін і стелі за допомогою йоржів чи оцинкованих скоб. Це забезпечує стійкість та міцність конструкції. Скоби заводяться до швів між збірними елементами перекриття та конструкцією стіни. Примикання до стель і стін необхідно влаштовувати дуже щільно та ретельно. Влаштовується конопачення швів за їх глибиною та виконується розширення його з обох боків гіпсовим розчином.

#### *1.3.5 Перекриття*

Диск перекриття – плоска залізобетонна плита товщиною 200 мм з важкого бетону С 20/25 за [6] з подвійним армуванням – верхнім і нижнім, з опорою на залізобетонні допоміжні балки.

#### *1.3.6 Сходи*

Центральні евакуаційні сходи пов'язують приміщення загального призначення з робочими приміщеннями. Передбачені також двоє запасних евакуаційних сходів в торцях будівлі. Вхід в підвальный поверх і в'їзд на підземну автостоянку вирішені відокремленими з вулиці.

### *1.3.7 Дах і покрівля*

Дах запроектовано плоским. Виходи на покрівлю передбачені з усіх трьох сходових клітин. По периметру даху будівлі передбачено парапет.

Проект виконаний з урахуванням вимог комфорту і зручністю функціонального зонування з урахуванням протипожежних норм і вимог. Прийнято плоску покрівлю.

Відведення води з даху здійснюється через внутрішній організований водовідвід, запроектовано 6 водоприймальних воронок Ø 300 мм, висота парапетної панелі дорівнює 1000 мм.

Навколо водоприймальних воронок внутрішнього водостоку основний гідроізоляційний килим посилюють двома додатковими шарами рулонного матеріалу.

Металевий лист по верху парапету повинен мати гнучий профіль і перекривати стіну по висоті не менше 50 мм і мати площину відриву крапель не менше 80 мм від стіни парапету.

Вентшахти й вентканали на даху запроектовані з керамічної повнотілої одинарної цегли КРО 75 / СТБ 1160-99. Для запобігання попадання до шахт атмосферних опадів запроектовано козирок з оцинкованої сталі.

### *1.3.8 Вікна та двері*

Вікна – пластикові з поворотно-відкидними переплетами. Двері зовнішні та внутрішні – дерев'яні, фільончасті з хвойних порід.

### *1.3.9.Вертикальне планування й водовідведення*

Вертикальне планування площадки обумовлене рельєфом місцевості з урахуванням ухилів існуючої поверхні земельної ділянки й прилягаючих територій, розташуванням транспортних шляхів й інженерних комунікацій, умовами відводу поверхневих вод, будівельними умовами.

До початку виконання будівельних робіт був знятий родючий шар ґрунту товщиною 0,15 м, з подальшим використанням цієї землі для благоустрою прилеглої території. Проект рекультивації виконаний спеціалізованою фірмою.

Проектні ухили проєктованих автодоріг коливаються від 4% до 10%.

Рельєф проєктованого майданчика забезпечує відвід поверхневої дощової та талої води з території.

### *1.3.10 Техніко - економічні показники*

Основні показники будівлі міського відділку поліції наведено в таблиці 1.3.

Таблиця 1.3 ТЕП будівлі

№ з/п	Назва показника	Одиниця виміру	Кількість
1	Кількість поверхів:		
2	- наземних	шт	4
3	- підземних	шт	1
4	З них:		
5	- громадського призначення	шт	4
6	- технічного призначення	шт	1
7	Площа забудови	м <sup>2</sup>	1413
8	Загальна площа будівлі	м <sup>2</sup>	12717
9	Будівельний об'єм будівлі	м <sup>3</sup>	41966,1

### **1.3.11 Внутрішнє та зовнішнє опорядження**

#### *1.3.11.1 Зовнішнє опорядження*

*Цоколь*, а також виступаючі елементи входних вузлів виконують з утеплювача з мінеральної вати підвищеної жорсткості РУФ БАТТС;

*Стіни зовнішні* – обробити декоративним складом по сітці.

#### *1.3.11.2 Внутрішнє опорядження*

*Внутрішні поверхні* стін і перегородок оштукатурюють та фарбують фарбами на водоемульсійною основі. Підлоги і стіни в приміщеннях з підвищеною вологістю облицьовують керамічною плиткою. Підлоги в офісних приміщеннях виконати з лінолеуму. Стелі у вологих приміщеннях – підвісна

стеля за технологією «Тіги-Кнауф» з вологостійкого гіпсокартону, в офісних приміщеннях – підвісна стеля типу «Армстронг».

Типи внутрішнього опорядження наведено в табличній формі (табл.1.4).

*Таблиця 1.4 Відомості про внутрішнє опорядження*

Назва приміщення	Підлога	Стеля	Стіни	Нижня частина стіни
Сходові клітки	Керамічна плитка ГОСТ 6786-89	Штукатурення, побілка	Полібшене оштукатурення, водоем. пофарбування	–
Основні приміщення	Лінолеум ПВХ багат шаровий	Штукатурка, побілка	Штукатурка, фарбування водоемulsionними фарбами	–
Технічні приміщення	Керамічна плитка розміром	Водоемulsionнепофарбування	Затирка водоемulsionнепофарбування	Облицювання на висоту 2,10 метра глазурованою керамічною плиткою

### 1.3.12 Вікна та двері

Вхідні й внутрішні двері з суцільним заповненням та споряджені прокладками для герметизації.

Вікна запроектовані з подвійним склінням (склопакет), одно- і двостулкові. Всього прийнято 2 типу вікон.

Із зовнішнього боку віконного блоку по бортику з цементного розчину М 100 виконати злив з оцинкованої сталі по покрівельних милиць розмірами 20 × 3 мм з кроком 600 мм, які кріпити дюбелями поліамідними. Зливи з оцинкованої сталі товщиною 0,8 мм повинні бути щільно обтиснуті до милиць. Виліт зливів – не менше 50 мм за зовнішню площину стіни.

Підвіконня встановлювати в зазор між віконним блоком і стіною. Утворилося простір заповнити монтажною піною.

Двері запроектовані глухі фільончасті, одно- і двопільні. А також двері двопільні з склінням. Всього 7 типів дверей.

Поверхні дверних блоків, що примикають до стін, повинні антисептуватися та захищатися гідроізоляційним рулонним матеріалом. Зазор між коробкою й зовнішньою стіною ретельно проконопатити

термоізоляційними матеріалами – на  $\frac{3}{4}$  глибини зазор проконопатити сухим клоччям, а решту  $\frac{1}{4}$  глибини з боку приміщення проконопатити джгутом, змоченим в гіпсовому розчині. Кріпити дверні блоки в стінах сталевими милицями, що забиваються в антисептовані дерев'яні пробки, встановлені в отворі в процесі кладки. З кожного боку дверного блоку має бути встановлено не менше 3 пробок по висоті.

## 1.4. Інженерні-розрахунки

### 1.4.1 Теплотехнічний розрахунок конструкції покриття

Згідно Наказу [34] про вимоги до енергетичної ефективності будівель сучасні будівлі повинні відповідати певним критеріям теплової ефективності. Це обумовлює виконання теплотехнічного розрахунку стінових огорож і конструкцій перекриттів.

Зведений опір теплопередачі конструкцій повинен бути не меншим за показники, що встановлені нормами [8].

Опір теплопередачі конструкцій, що огорожують, нормується за [8].

$$R_0^{mp} = \frac{n \cdot (t_{\text{в}} - t_{\text{н}})}{\Delta t^{\text{н}} \cdot \alpha_{\text{в}}} = \frac{1 \cdot (18 - (-31))}{4 \cdot 8.7} = 1,408 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{Вт},$$

де:

$n$  – коефіцієнт, що залежить від того, як розташовано зовнішню поверхню конструкцій, що огорожують, по відношенню до зовнішньої атмосфери (повітря) [8];  $n = 1$ .

$t_{\text{в}}$  – температура внутрішнього повітря (що є розрахунковою),  $^\circ\text{C}$  встановлюється згідно [8]:  $t_{\text{в}} = 18^\circ\text{C}$ .

$t_{\text{н}}$  – зимова температура зовнішнього повітря, що приймається до розрахунку,  $^\circ\text{C}$ ; дорівнює середній температурі п'ятиденки, що є найбільш холодною, із забезпеченістю 0,92. За табл.1 [9]:  $t_{\text{н}} = -31^\circ\text{C}$ .

$\Delta t^H$  – температурний перепад, що унормовано, між температурою внутрішнього повітря й температурою поверхні, яка знаходиться всередині конструкції, що огороджує.

За [9]:  $\Delta t^H = 4,0 \text{ }^\circ\text{C}$  (для покриттів ) або  $4,5$  для зовнішніх стін.

$\alpha_e$  – коефіцієнт тепловіддавання внутрішньої поверхні конструкцій, що огороджують

За [9]:  $\alpha_e = 8.7 \text{ Вт/м}^2 \text{ }^\circ\text{C}$ .

ГСОП – градусо-добу опалювального періоду обчислюють за формулою:

$$\text{ГСОП} = ((t_e - t_{\text{от.пер}}) \cdot z_{\text{от.пер}} = (18 - (-5.7)) \cdot 212 = 4960,8 \text{ }^\circ\text{C} \cdot \text{дїб.}$$

$t_e$  – розрахункова температура внутрішнього повітря. За [9] з середньою добовою температурою повітря нижче або рівною  $8^\circ\text{C} = -5,4$

$z_{\text{от.пер}}$  – тривалість періоду з середньою добовою температурою повітря нижче або рівною  $8^\circ\text{C}$   $z_{\text{от.пер}} = 212$  дїб.

За [8]:  $R_{\text{сп}} = 4.75 \text{ м}^2 \text{ }^\circ\text{C/Вт}$ .

Отже, приймаємо  $R_{\text{сп}} = 4.75 \text{ м}^2 \cdot \text{ }^\circ\text{C/Вт}$  із умови енергозбереження.

Конструкція покриття від внутрішнього шару до зовнішнього, що мають відповідну товщину й коефіцієнти теплопровідності (см. рис. 1.2 та табл. 1.5).

*Таблиця 1.5 Склад конструкції покриття*

№ з/п	Назва шару	Товщина шару, м	$\lambda$ , Вт/м <sup>о</sup> ·С
1	Монолітна з / б плита	$\delta_n = 0.20\text{м}$	$\lambda_n = 2.04$
2	Пароізоляція	$\delta_{пар} = 0.01\text{м}$	$\lambda_{пар} = 0.2$
3	Керамзитовий гравій по ухилу	$\delta_{кер} = 0.0\div 0.3\text{м}$	$\lambda_{кер} = 0.23$
4	Утеплювач РУФ БАТТС	$\delta_y$	$\lambda_y = 0.048$
5	Цементно-піщана стяжка	$\delta_{шт} = 0.06\text{м}$	$\lambda_{шт} = 0.93$
6	3 шари наплавляемого рулонного бітумно-полімерного матеріалу "Техноеласт-ХКП"	$\delta_\kappa = 0.15\text{м}$	$\lambda_\kappa = 0.018$
7	Захисний шар з гравію	$\delta_{зр} = 0.01\text{м}$	$\lambda_{зр} = 0.23$

1. Захисний шар з гравію на бітумній мастиці – 10мм

2. 1 шар наплавляемого рулонного бітумно-полімерного матеріалу "Техноеласт-ХКП" – 5мм

3. 2 шари наплавляемого рулонного бітумно-полімерного матеріалу "Техноеласт-ЕПП" – 10мм

4. Цементно-піщана стяжка з розчину М150 – 30мм

5. Утеплювач – РУФ БАТТС В – 40мм

6. Утеплювач – РУФ БАТТС – 160мм

7. Цементно-піщана стяжка з розчину М150 – 30мм

8. Сітка 100/100/5/5 – 5мм

9. Керамзитовий гравій по ухилу – 0–300мм

10. Пароізоляція – 1 шар "Техноеласт" – 5мм

11. Затирка цементно-піщаним розчином М50 – 5мм

12. Залізобетонна плита покриття

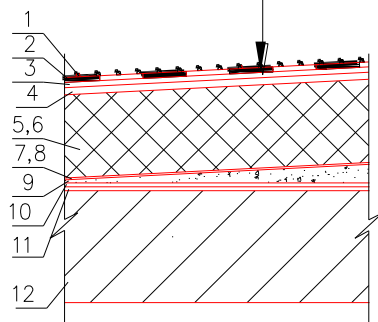


Рис.1.2 Конструкція покриття

Товщина теплоізоляційного шару визначається виходячи з формули за [8]:

$$\delta_y = (R_0^{mp} / r - \delta_n / \lambda_n - \delta_{нар} / \lambda_{нар} - \delta_{кер} / \lambda_{кер} - \delta_{шт} / \lambda_{шт} - \delta_x / \lambda_x - \delta_{сп} / \lambda_{сп} - 1 / \alpha_в - 1 / \alpha_n) \cdot \lambda_y$$

де  $r = 0,95$  – коефіцієнт теплотехнічної однорідності

$$\alpha_в = 8,7 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°C}$$

$\alpha_n$  – коефіцієнт теплопередачі для зимових умов, який для зовнішніх стін і покриттів дорівнює  $\alpha_n = 23 \text{ Вт/ м}^2 \cdot \text{°C}$

$$\delta_y = (4,75/0,95 - 0,2/2,04 - 0,01/0,2 - 0,15/0,23 - 0,06/0,93 - 0,15/0,18 - 0,01/0,23 - 1/8,7 - 1/23) \cdot 0,048 = 0,184 \text{ м}$$

Конструктивно товщину необхідної теплоізоляції приймаємо рівною 200 мм.

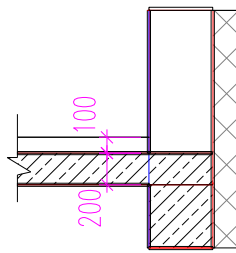
#### 1.4.2 Теплотехнічний розрахунок зовнішнього стінового огородження

Опір теплопередачі для стін, що вимагається, повинен також відповідати санітарно-гігієнічним й комфортним умовам. Його визначають за [8]:

$$R_0^{mp} = 3.18 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт.}$$

Таблиця 1.6 Характеристики теплопровідності шарів зовнішнього стінового огородження

№ з/п	Назва шару	Товщина шару, м	$\lambda$ , Вт/м·°C
1	Оздоблювальний декоративний шар	$\delta_в = 0.004 \text{ м}$	$\lambda_в = 0,93$
2	Утеплювач мінераловатний РУФ БАТТС	$\delta_y$	$\lambda_y = 0,076$
3	Пінобетонні блоки	$\delta_n = 0.4 \text{ м}$	$\lambda_n = 0,47$
4	Штукатурний шар	$\delta_{шт} = 0.02 \text{ м}$	$\lambda_{шт} = 0,87$
5	Фарба водоемульсійна	$\delta_x = 0.01 \text{ м}$	$\lambda_x = 0,93$



1. Фактурне покриття "ЛАЕС"	- 2 мм
2. Адгезійний (клеювий) склад "ЛАЕС"	- 2 мм
3. Склосітка фасадна	- 1 мм
4. Мінераловатна плита РУФ БАТТС	- 150 мм
5. Адгезійний (клеювий) склад "ЛАЕС"	- 5 мм
6. Стінові блоки з пористого бетону кл В.1,5 на розчині М100	- 400 мм
7. Сітка штукатурна	- 2 мм
8. Штукатурка цем.-вапняним розчином М50	- 20 мм

Рис.1.3 Конструкція зовнішнього стінового огородження

Товщина теплоізоляційного шару визначається за гладдю стіни без урахування впливу укосів прорізів й подібних теплопровідних включень.

Товщина теплоізоляційного шару розраховується виходячи з формул за [8]:

$$\delta_y = (R_0^{mp} / r - \delta_d / \lambda_d - \delta_n / \lambda_n - \delta_{ш} / \lambda_{ш} - \delta_{к} / \lambda_{к} - 1 / \alpha_v - 1 / \alpha_n) \cdot \lambda_y$$

де  $r = 0,95$  – коефіцієнт теплотехнічної однорідності

$$\alpha_v = 8,7 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°С}$$

$\alpha_n$  – коефіцієнт теплопередачі для зимових умов, який для зовнішніх стін

з повітряним прошарком вентиляованого зовнішнім повітрям дорівнює  $\alpha_n =$

$$12 \text{ Вт/ м}^2 \cdot \text{°С}$$

$$\delta_y = (3,18 / 0,95 - 0,004 / 0,93 - 0,4 / 0,43 - 0,02 / 0,87 - 0,01 / 0,93 - 1 / 8,7 - 1 / 23) \cdot 0,048 = 0,146 \text{ м К}$$

онструктивно товщину необхідної теплоізоляції приймаємо рівною 150 мм.

**РОЗДІЛ 2.**  
**ДОСЛІДНИЦЬКО-РОЗРАХУНКОВИЙ**

## 2.1. Пункт «Дослідницько-розрахунковий»

### 2.1.1 Вступ

#### Актуальність теми

В практиці проектування зустрічаються доволі складні форми монолітних конструкцій та їх елементів. При розрахунку таких конструкцій актуальними є питання моделювання найбільш ефективних розрахункових схем з використанням засобів, що надаються універсальними розрахунковими програмами.

Ребристе перекриття складається з плити, що може мати або балочний, або плитний характер роботи та другорядних й головних балок. Всі ці елементи перекриття зв'язані між собою монолітно і являють одне ціле [35] (рис.2.1).

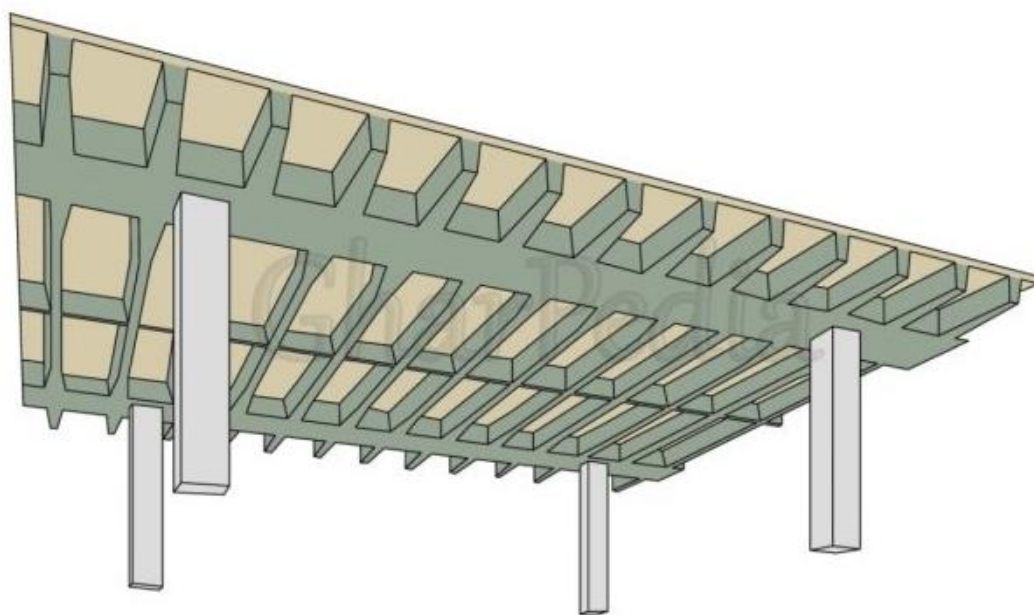


Рис 2.1. Фрагмент перекриття з ребристих плит [10]

Сутність конструкції, що має ребра, є такою, що в цілях економії бетон відсутній в розтягнутій зоні перерізу й в ній залишені лише ребра, в котрих сконцентровано розтягнену арматуру. Ребра забезпечують міцність елемента при вигині за нормальними та похилими перерізами. При моделюванні та розрахунку подібних конструкцій з використанням сучасних розрахункових комплексів використовують стрижень, плиту, оболонку та спеціальні кінцеві елементи. Дискусійним та таким, що потребує досліджень, є питання, як

розмістити стрижневий елемент відносно пластинчатого, центруючи його по центральній лінії плити або зміщуючи з певним ексцентриситетом.

**Мета, задачі, об'єкт дослідження. Предмет дослідження. Методи дослідження.**

**Метою дослідження** є аналіз напружено-деформованого стану кінцевоелементних моделей «плита+ ребро».

Для цієї теми були поставлені наступні **задачі**:

1. Проаналізувати літературних та інтернет-джерел щодо способів моделювання ребристої з/б плити.
2. Обрати з багатьох можливих способів кінцевоелементного моделювання ребрих плит декілька способів та змоделювати за ними фрагменти ребристого перекриття «плита+ ребро»
3. Виконання статичного розрахунку моделей, що створили з подальшим аналізом результатів розрахунку.

**Об'єкт дослідження** – фрагмент монолітного залізобетонного ребристого перекриття.

**Предмет дослідження** – напружено деформаційний стан фрагменту монолітного залізобетонного ребристого перекриття при статичному завантаженні.

**Методи дослідження:** 1) аналітичний метод розрахунку збірних залізобетонних ребрих перекриттів; 2) числовий метод розрахунку за допомогою ПК Ліра-САПР.

**Практичне значення отриманих результатів**

Результати мають практичну спрямованість та покликані допомогти інженеру-проектувальнику обирати до конкретних задач проектування ту чи іншу кінцевоелементну модель ребристого перекриття.

**Апробація результатів магістерської роботи.**

Тематика дослідження висвітлена в рамках проведення Всеукраїнській студентській науковій конференції (СНАУ, листопад 2021 р.)

### **Список публікацій та/або виступів на конференціях студента:**

Пугач Ф.М., Срібняк Н.М. Дослідження роботи зв'язкового каркасу промбудівлі /Матеріали Всеукраїнській студентській науковій конференції, присвяченої Міжнародному дню студента (15-19 листопада 2021 р. ).– Суми, 2021. С.190

### **Аналіз публікацій, що існують**

За рекомендаціями І.І. Улицького, С.А. Ривкіна, М.В. Самолетова [11] одним з варіантів моделювання монолітних ребер плит перекриття є врахування сумісної роботи плити перекриття, що задана оболонками та балки (ребра) перекриття, яка задана стрижнем. Тавровий перетин розташовують в прольоті, а прямокутний – на опорі. Встановлюється вимоги до ширини звісу полиці в кожний бік від ребра в елементах, що згинаються; позацентрово стиснутих й позацентрово розтягнутих елементах з полицею в стиснутій зоні.

Такі ж передумови були відображені в Посібнику [12] введене в розрахунок значення ширини звісу полиці  $b_f$  приймається із умови, що ширина звісу в кожний бік від ребра повинна становити не більше  $1/6$  прольоту елемента й не більше умов, що зазначені в посібнику.

Одночасно з цим слід пам'ятати, що враховується тільки стиснута полка такого комбінованого перетину. Зону балки з призначеною полицею можна обмежити відповідно до положень [13] – Алмазов В.О.

В Євроноормах [14] зазначається, що для всіх граничних станів в балках таврового перетину, що мають звіси, та в яких напруження можуть розглядатися як постійні, ширина звісів залежить від їх розмірів, виду навантаження, прольоту, умов спирання й поперечного армування.

Проте, у цього методу є свої недоліки – завищення жорсткостей перетину тавра в горизонтальній площині, осьової жорсткості й крутильної, в порівнянні з прямокутним перетином.

Варіанти моделювання схем за допомогою розрахункових програмних комплексів розглянуті в [15]. Автор моделює головні ребра стрижневими елементами прямокутного перетину. Тавровий перетин ребер автор не розглядає, в зв'язку з тим, що при такому моделюванні буде два рази враховуватися бетон стиснутої зони (стрижня та плити), що спотворить результат. По-друге, моделювання в крайніх ребрах виявиться не коректним, оскільки одна з полук тавра буде зайвою.

В [15] зазначено, що при моделюваннях серединна площа пластин була розташована як на одному рівні з гнучкою частиною стержнів, так й на різних рівнях.

Для врахування ексцентриситету балок відносно серединної поверхні плити в розрахункову модель автор вводить абсолютно жорсткі вставки [15].

Так Маркович А.С. в [16] аналізує розрахункові моделі багаторебристих або часторебристих) плит перекриття, які змодельовано за допомогою стандартних кінцевих елементів – стержньових та плитних. У розрахункових моделях плитні та ребристі частини автор моделює за допомогою кінцевих елементів «плита» або «оболонка» та «стержень» відповідно. Модель фрагмента плити використовує жорсткі вставки. Жорсткі вставки [17,18,19,20] встановлюються до вузлів серединної поверхні плити з необхідним, визначеним за формулою, ексцентриситетом. В цьому випадку забезпечується недеформуємість перетинів ребер в місцях з'єднання з плитою.

За результатами дослідження автора деталізована розрахункова модель дозволяє отримати найбільш достовірні рішення стосовно вертикальних переміщень, згинаючої та мембранної груп зусиль в плитній частині.

## 2.1.2 Загальні відомості про проектування ребристих з/б плит перекриття

Актуальне таке моделювання й при створенні розрахункової кінцевоелементної моделі монолітної суцільної плити, що спирається на балки по контуру й працює за двома напрямками (рис.2.2).

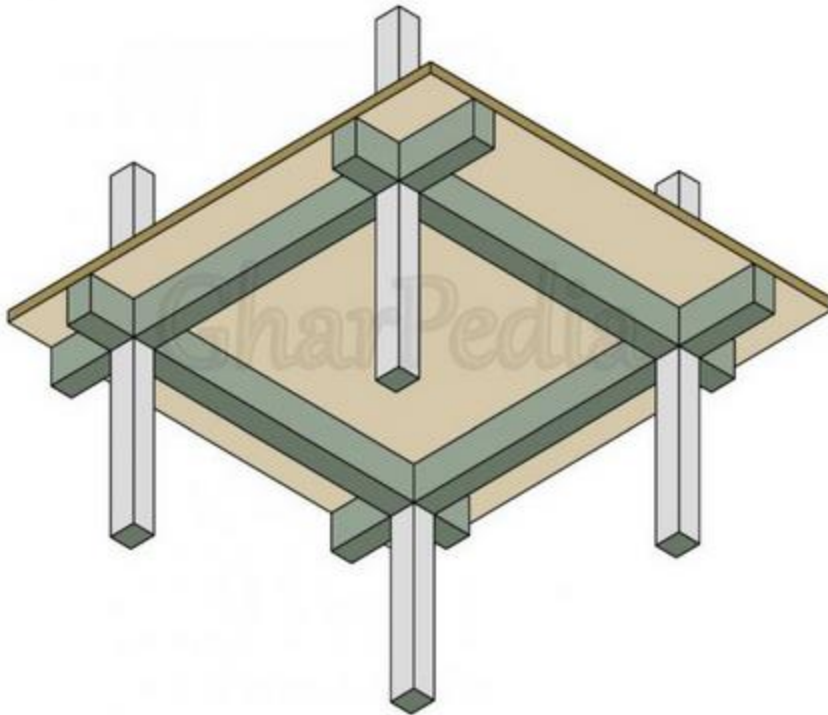


Рис. 2.2 Монолітна залізобетонна плита спирається на балки (ребра) по контуру

Ребристе перекриття складається з плити. Плита працює як балка чи пластина, що обперта по контуру (по чотирьом сторонам), другорядних (ребра жорсткості) та головних балок (поздовжні робочі ребра). Всі вищеперелічені елементи пов'язані між собою монолітно (рис. 2.3).

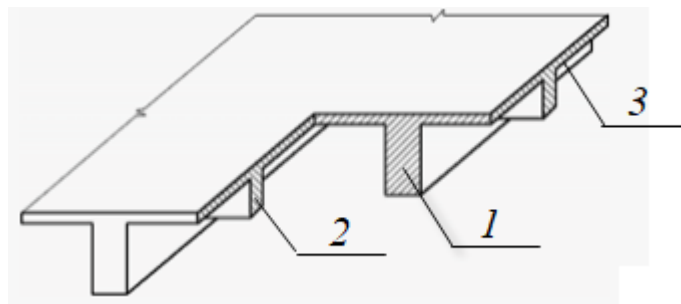


Рис.2.3 Фрагмент ребристого перекриття [15]: 1 — головна балки, 2-другорядна балка (ребро жорсткості) 3 — плитна частина

## **Визначення напружено деформованого стану плити (перекриття)**

Метод кінцевих елементів, на якому базується більшість сучасних розрахункових комплексів, відноситься до наближених методів розрахунку. Тим не менше, згущуючи сітку кінцевих елементів (КЕ), можна наблизитися до точного рішення.

В основі традиційного розрахунку, за наближеною розрахунковою моделлю, що базується на методі граничної рівноваги, лежить ряд гіпотез, що спрощують розрахунок [15]:

1. Пливу в стані граничної рівноваги розглядають у вигляді системи плоских ланок, що з'єднуються одна з одною за лінією зламу за допомогою пластичних шарнірів. Ці шарніри виникають в прольоті за кутовими бісектрисами й на опорах вздовж балок [15];

2. Пружне защемлення контуру плити (між балками) замінюють на жорстке защемлення [15];

3. Жорстке сполучення ребер (між собою) замінюють пружним [15]. Зокрема, це стосується розрахункової схеми поперечного ребра при розрахунку збірної ребристої плити перекриття, яке представляє собою балку на двох шарнірних опорах [15]. Насправді, від заданого навантаження в поздовжніх ребрах, виникає крутий момент. З умови рівноваги вузлів крутий момент в поздовжньому ребрі являє собою момент вигину для поперечного ребра. Епюра моментів матиме вигляд, представлений на рис.2.5. В випадках, коли співвідношення розмірів плити  $> 4$ , величина моменту на опорі досить мала в порівнянні із значенням моменту в прольоті й ними можна знехтувати. Але при співвідношеннях до 4 (оскільки короткий стержень ліпше чинить опір крученню) величина моменту на опорі в поперечному ребрі стає порівняною з моментом в прольоті. Ця величина суттєво впливає на значення зусилля а значить й на результати підбору арматури.

4. Навантаження на ребра приймають за гіпотетичною схемою (у вигляді трикутників або трапецій).

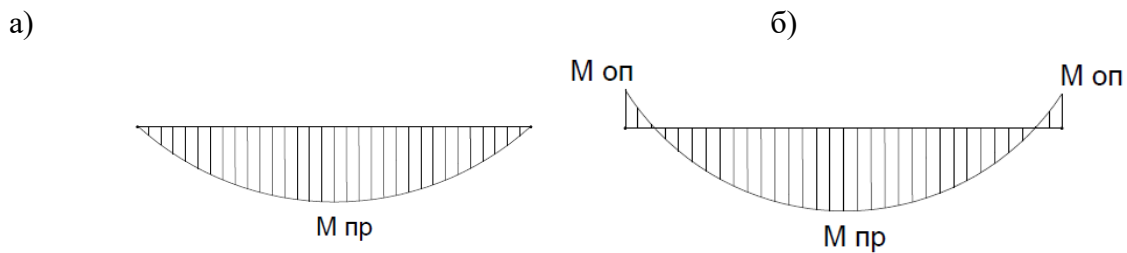


Рис.2.4. Епюра моментів:

а) при традиційному розрахунку; б) при умові жорсткого з'єднання  
повздожнього та поперечного ребер [15]

Крім того, необхідно вказати на обмеженість класу задач, які можна вирішити за допомогою методу граничної рівноваги [15]. Принципово неприпустимим є використання методу при комбінації навантажень. Цей метод не охоплює питання щодо тріщиностійкості плит. Всі ці зауваження стосуються плит, що оперті по контуру. В цих плитах співвідношення сторін не перевищує **3**.

У балкових плитах із співвідношенням  $l_1 / l_2 > 3$  суть розрахунку полягає в тому, що на полі такої плити «вирізають» смуги шириною **1 м** вздовж короткої сторони. Отже, розрахункова схема такої плити являє собою багатопрольотну нерозрізну балку. Пливу розглядають між гранями балок. Це дозволяє зменшити розрахункові прольоти і, як наслідок, і моменти вигину, що виникають в прольоті, а також зменшуються й опорні моменти. Отже, при зменшенні зусиль зменшується й площа арматури, що підібрана [15].

У вітчизняній практиці проектування при розрахунках плит обох типів (балкових та опертих по контуру) до розрахунку не приймають крутний момент [15], що є прогалиною в методах проектування плитно-ребристих конструкцій.

### 2.1.3 Конструктивне вирішення ребристого монолітного перекриття

Об'єктом дослідження є фрагмент монолітного ребристого перекриття розміром **6,0x6,0 м** в осях «7 – 8» та «А – Г». Розміри перетину головних балок  $h = 600 \text{ мм}$  на  $b = 400 \text{ мм}$ ; другорядних  $h = 400 \text{ мм}$  на  $b = 200 \text{ мм}$ . Бетон важкий класу міцності **C20/25**:  $f_{cd} = 14,5 \text{ МПа}$ ;  $f_{ctk} = 1,5 \text{ МПа}$ .

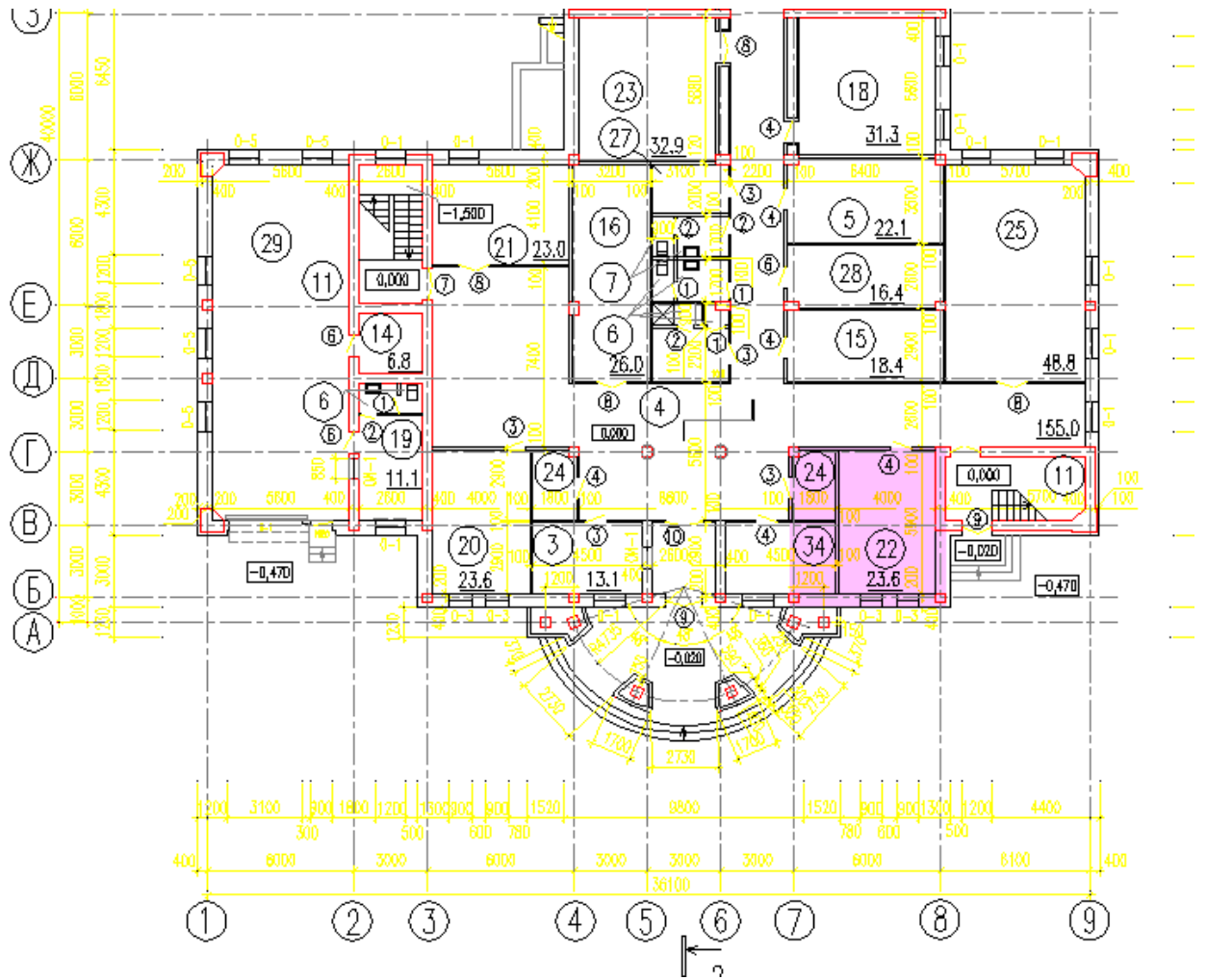


Рис. 2.5. План перекриття будівлі

### 2.1.4 Характеристика моделей, що прийняті до розрахунку та аналізу

При проведених моделюваннях серединна площина пластин була розташована як на одному рівні з гнучкою частиною стрижнів, так і на різних (рис.2.6).

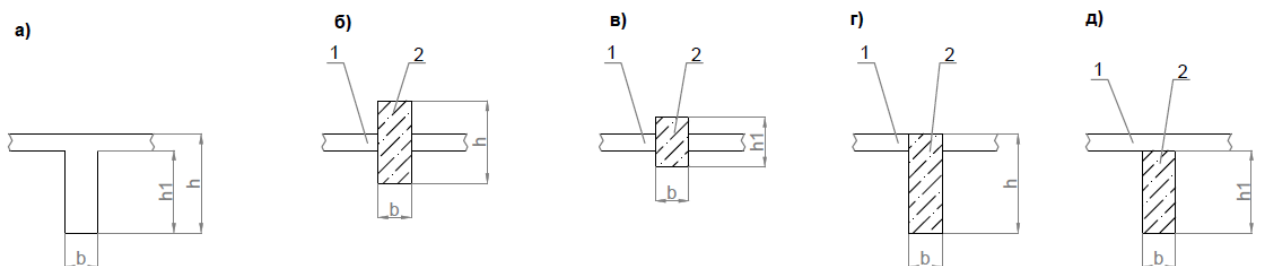


Рис.2.6 До вибору розміщення стрижня стосовно плити: 1– плитний КЕ, 2–стрижневий КЕ.

Можна було б також уявити ребра вертикально розташованими елементами плити, проте в такому випадку виникає питання про тлумачення розміщення підбіраною арматури.

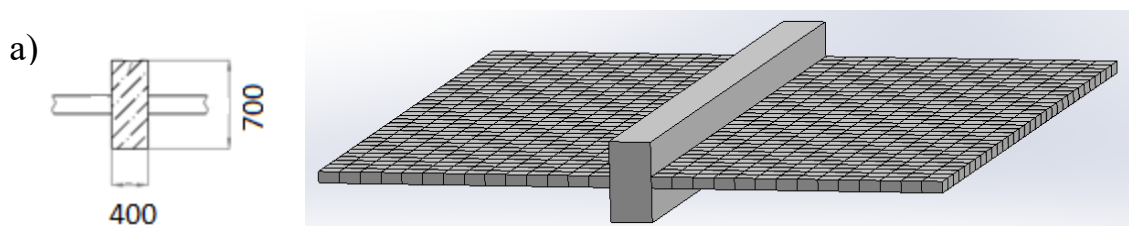
При зміщенні стрижневого елемента відносно нейтральної осі плити виникає необхідність врахувати ексцентриситет стиків елементів в вузлах. Умова спільності деформацій стрижнів та пластин виконується за умови приєднання стрижнів до вузлів пластин за допомогою абсолютно жорстких ( $EI = \infty$ ) вертикальних вставок.

При цьому в плиті виникає мембранна група зусиль. Їх виникнення вказує на коректне моделювання перекриття.

Якщо стрижні примикають до вузлів пластин безпосередньо (без жорстких вставок), то в пластинах при вертикальному навантаженні мембранна група зусиль не виникає. Таке моделювання відповідає випадку, коли в реальній конструкції балки ніби виступають над плитами (рис. 2.4, а, б). В цьому випадку при моделюванні плити кінцевими елементами плити і оболонки результати будуть однаковими.

Кожен із запропонованих на рис.2.6 варіантів розрахункових схем має свої переваги та недоліки. У випадках, представлених на рис. 2.6 а,б жорсткі тіла не введено. У разі, коли в стрижневому елементі є вставка (рис.2.6 в, г) від дії вертикального навантаження в плиті виникає мембранна група зусиль. Як наслідок, в згаданих стрижнях з'являється поздовжня сила (зусилля розпору), Така картина відповідає дійсній роботі конструкції. Цього не відбувається при середині площин стержньового та пластинчатого елементів.

На рис.2.7 наведено моделі з'єднання «плита+ребро», які прийняті для подальшого аналізу.



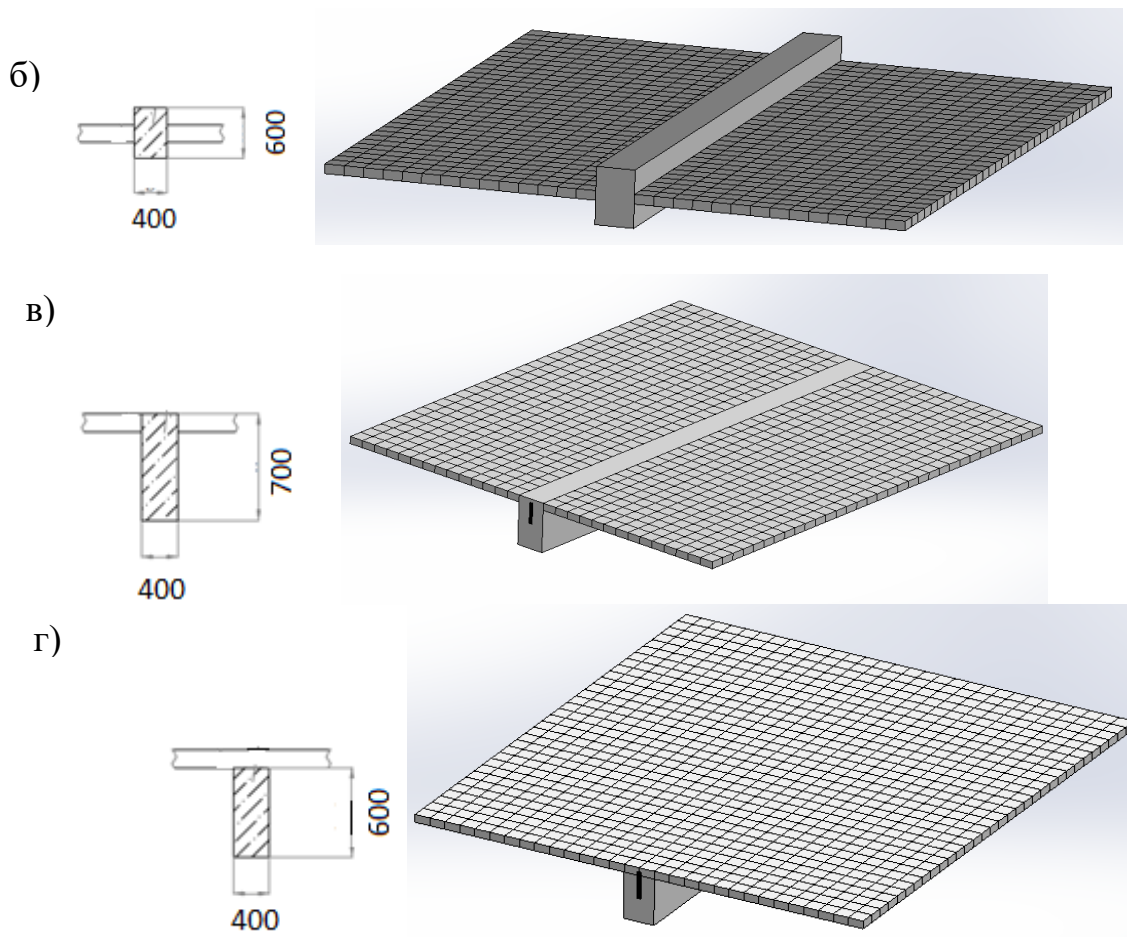


Рис. 2.7. Розрахункові моделі ребристої плити перекриття: модель 1-а;  
 модель 2-б; модель 3-в; модель 4-г

**Модель 1:** ребро, що дорівнює висоті таврового перерізу, з'єднується з плитною частиною без ажт – рис. 2.7,а;

**Модель 2:** ребро, що дорівнює висоті ребра таврового перерізу, з'єднується з плитною частиною без ажт – рис. 2.7, б;

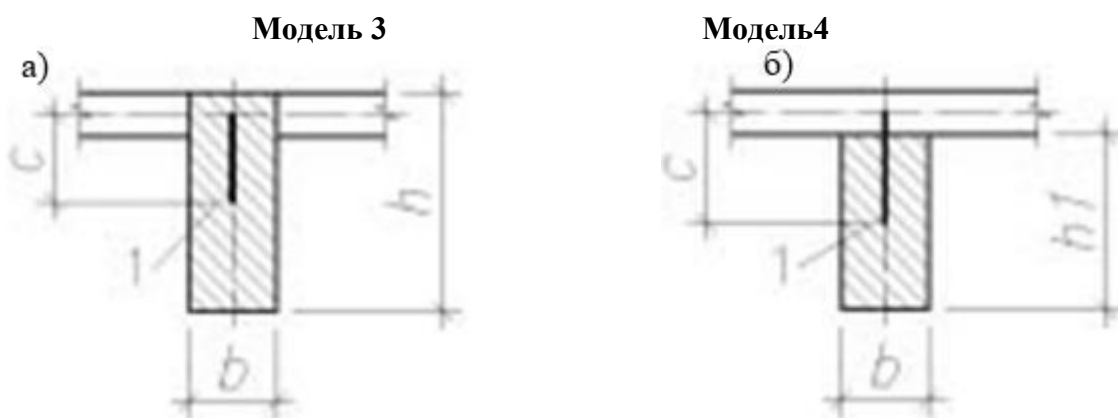
**Модель 3:** ребро, що дорівнює загальній висоті таврового перерізу, з'єднується з плитною частиною з ажт з висотою  $c_1 = h/2 - t_{pl}/2$  – рис. 2.7, в;

**Модель 4:** ребро, що дорівнює загальній висоті таврового перерізу, з'єднується з плитною частиною з ажт з висотою  $c_2 = t_{pl}/2 + h_{reb}/2$  – рис. 2.7, г.

Для врахування ексцентриситету балок відносно серединної поверхні плити в розрахункову модель вводять абсолютно жорсткі вставки (рис. 2.7). В даному випадку введення абсолютно жорстких тіл є реалізацією

гіпотези Кірхгофа, згідно з якої плоскі перетини залишаються плоскими й в деформованому стані елемента. Наявність ексцентриситету балки неминуче призводить до виникнення в плиті мембранної групи зусиль, які знижують згинальні моменти в прольоті. Цей факт підтверджується також і експериментальними даними щодо сприятливого впливу розпору. Таким чином, при врахуванні ексцентриситету ребер плиту слід моделювати оболонковими КЕ. Такі елементи здатні сприймати крім згинальної, також і мембранну групу зусиль. Необхідно відзначити, що з одного боку використання сполучення з ексцентриситетом балки знімає питання врахування частини плити (полки) в роботі ребра. З іншого боку наявність ексцентриситету призводить до виникнення в стрижневому елементі, що моделює балкову частину плити, осьової сили, яка врівноважує мембранну групу зусиль в плитній частині. Отже тоді внутрішнім зусиллям, що є визначальним в оцінці напружено-деформованого стану буде осьове зусилля, що ексцентрично прикладене щодо нейтральної осі. І це не характерно для балкових розверків. Таким чином, при застосуванні автоматизованого модуля підбору арматури армування ребер виконується як для позацентрово розтягнутих елементів.

Розрахунок висоти жорстких вставок виконано за наступною методикою:



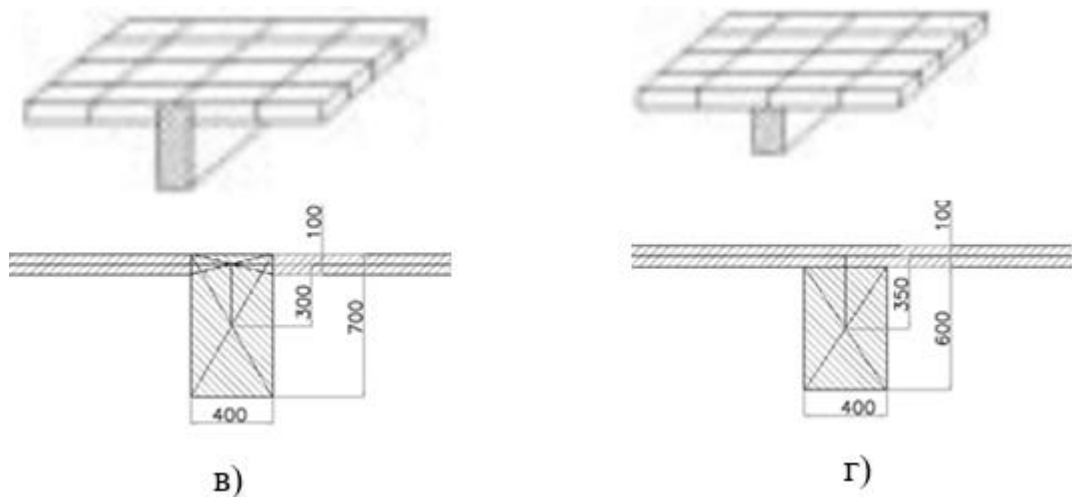


Рис.2.8. До розрахунку висоти жорсткої вставки

Висота жорсткої вставки:

Для моделі ( схеми) 3:

$$c_1 = h/2 - t_{pl}/2 \text{ (а, в);}$$

Для моделі (схеми) 4:

$$c_2 = t_{pl}/2 + h_{reb}/2 \text{ (б, г).}$$

Мета введення жорстких вставок – створити кінематичний зв’язок переміщень.



Рис. 2.9 Кінцевоелементна модель балочної плити із вставкою

### 2.1.5 Збір навантаження

Збір навантаження на 1 м<sup>2</sup> плити перекриття виконаємо в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1. Збір навантаження на плиту перекриття

№ з/п	Навантаження	Характеристичне значення навантаження, кг/м <sup>2</sup>	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження, кг/м <sup>2</sup>
<b>1. Постійні навантаження</b>				
1.1	Лінолеум без основи, t=7мм	9,1	1,1	10,01
1.2	Монолітна стяжка – 20 мм ( $\gamma = 2200 \text{ кг/м}^3$ $= 22 \text{ кН/м}^3$ ) $2200 \text{ кг/м}^3 \times 0,02 \text{ м} =$ $44 \text{ кг/м}^2 = 0,42 \text{ кН/м}^2$	44,85	1,3	58,305
1.3	Звукоізоляція ( $\gamma = 1200$ $\text{кг/м}^3$ ), t=40 мм	48	1,2	57,6
	<b>Постійне без врахування власної ваги</b>	<b>101,95</b>		<b>125,92</b>
1.4	Власна вага плити	437,65	1,1	481,4
<b>Всього постійні навантаження:</b>		<b>539,6</b>		<b>607,3</b>
<b>2. Тимчасове навантаження</b>				
	Тимчасове навантаження	<b>150</b>	1,3	<b>195</b>
	в тому числі:			
2.1	- довготривале	35	1,3	45,5
2.2	- короткочасне	115	1,3	146,8
<b>Всього навантаження (постійне+тимчасове)</b>		<b>689,6</b>		<b>802,3</b>

Враховуючи особливості моделювання розрахункових схем із введенням абсолютно жорстких вставок, на стержневі елементи (ребра плит) задаємо навантаження, що рівномірно розподілене по довжини стержня та еквівалентне навантаженню, яке розподілене рівномірно по плитній частині розрахункової моделі.

Отже, для моделі 3, з висотою ребра 700 мм, навантаження на головну балку буде становити:

$$q_d = q \cdot F \cdot h = 0,9 \cdot 0,4 \cdot 6,8 \cdot 0,4 = 0,36 \text{ т/м}$$

## 2.1.6 Граничні умови

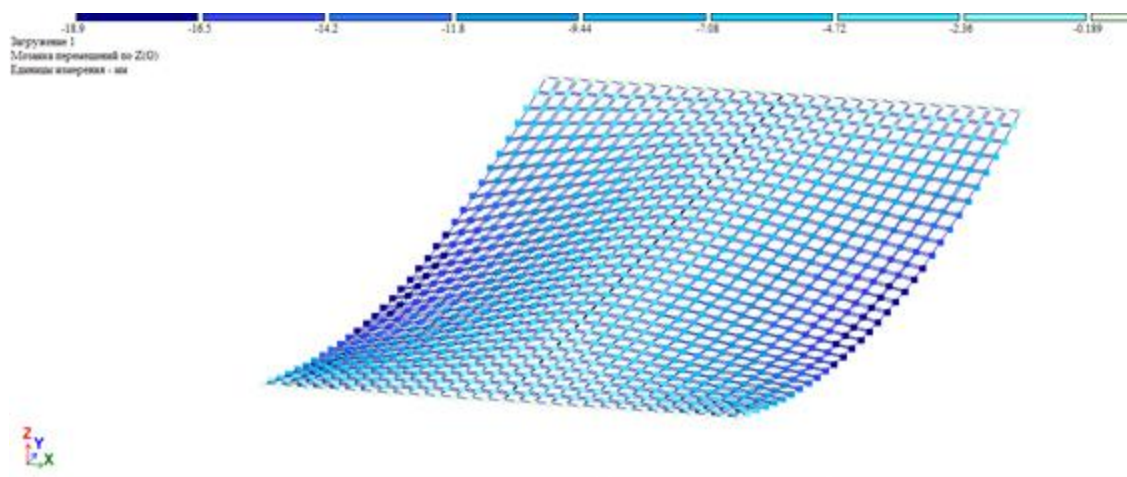
Зв'язки для моделей встановлюємо як для шарнірно обпертої балки. З одного боку балки заборонимо лінійні переміщення по осям  $X, Y, Z$ , тобто змодельюємо шарнірно нерухому опору. З іншого боку – заборонимо лінійні переміщення вздовж осей  $X, Y$ , тобто змодельюємо шарнірно рухому опору.

## 2.1.7 АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ ЧИСЛОВОГО ЕКСПЕРИМЕНТУ

### 2.1.7.1 Аналіз напружено деформованого стану для моделей №1 та №2

На рис. 2.10 – 2.11 наведено деформації, що виникають в розрахунковій моделі фрагменту перекриття.

а)



б)

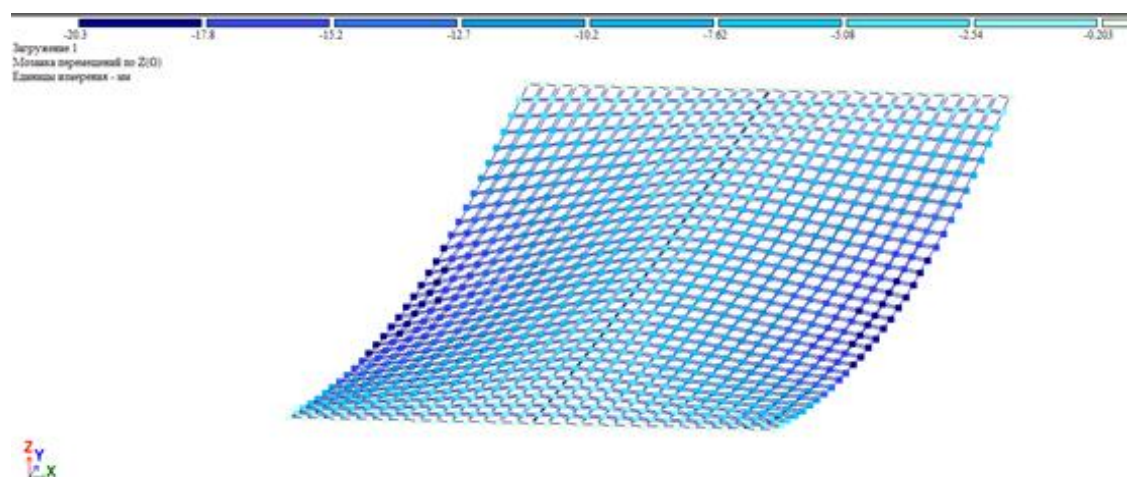


Рис. 2.10 Мозаїка переміщень  $Z$  в стержневих КЕ від навантаження за моделями 1 та 2: а) модель 1, б) модель 2

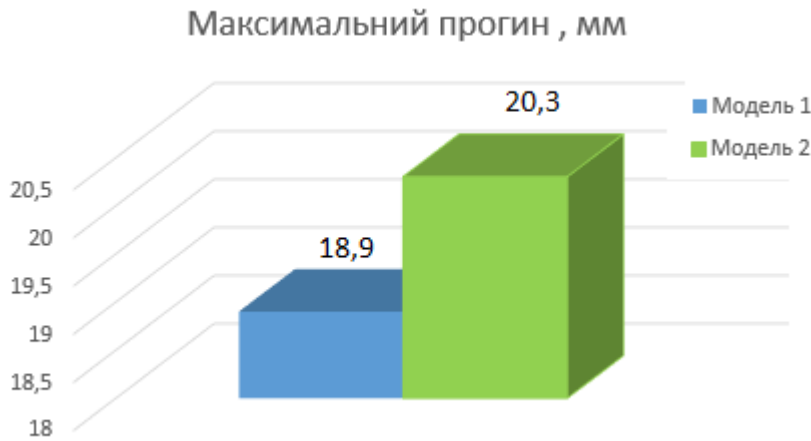


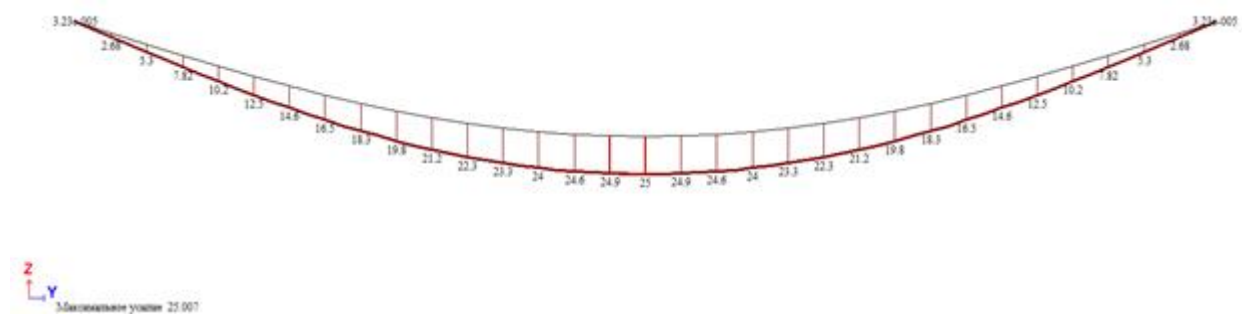
Рис. 2.11 Діаграма максимальних переміщень  $Z$  в стержневих КЕ від навантаження за моделями 1 та 2

При зменшенні висоти ребра на 100 мм, максимальний прогин стрижня збільшився на  $20,3 - 18,9 = 1,4$  мм, що становить у відсотках  $(20,3/18,9) = 1,07 = 7\%$ . Зменшення висоти головного ребра ребристої плити веде до збільшення прогину при незмінному навантаженні.

### Зусилля в ребристій частині (M, Q)

На рис. 2.12 наведено епюри моментів  $M_y$  в ребрах моделей 1-2:

а)



б)



Рис. 2.12. Епюри моментів  $M_y$  в стержневих КЕ: модель 1-а; модель 2-б.

В табл. 2.2 наведено значення моментів вигину в ребрах моделей 1 та 2.

Таблиця 2.2. Момент  $M_y$  в ребрах моделей без абсолютно жорстких вставок

М <sub>y</sub> max, т·м		Різниця, т·м	%
Модель 1	Модель 2		
25	24,4	1,024	2,4

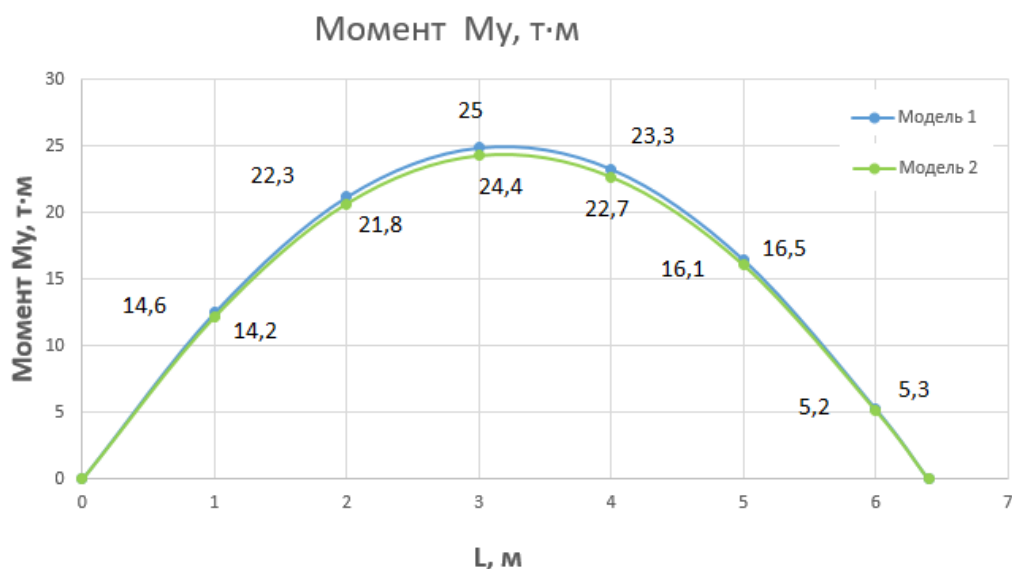


Рис. 2.13. Графік моментів  $M_y$  в стержневих КЕ від навантаження за моделями 1 та 2

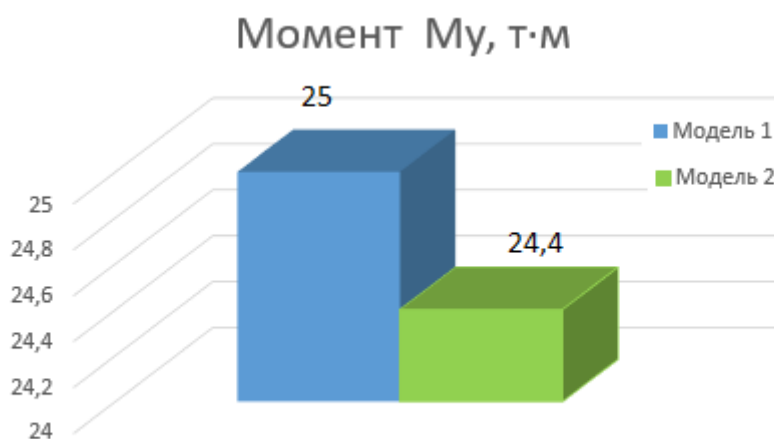


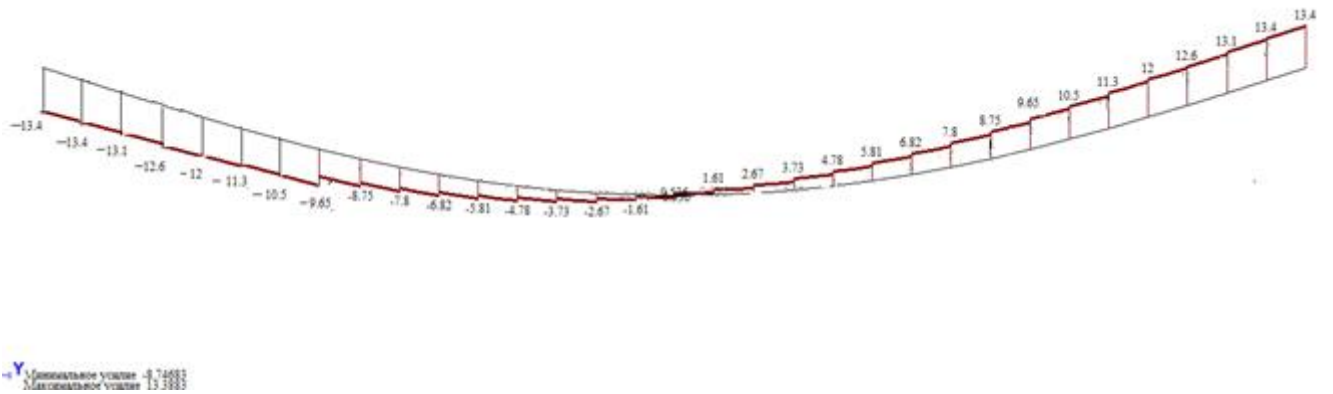
Рис. 2.14 Діаграма моментів  $M_y$  в стержневих КЕ від навантаження за моделями 1 та 2

В табл. 2.3 наведено значення моментів вигину в ребрах моделей 1 та 2.

Таблиця 2.3. Перерізна сила  $Q_z$  в моделях без абсолютно жорстких вставок

$Q_z$ max, т		Різниця, т	%
Модель 1	Модель 2		
13,4	13,1	1,022	2,2

а)



б)

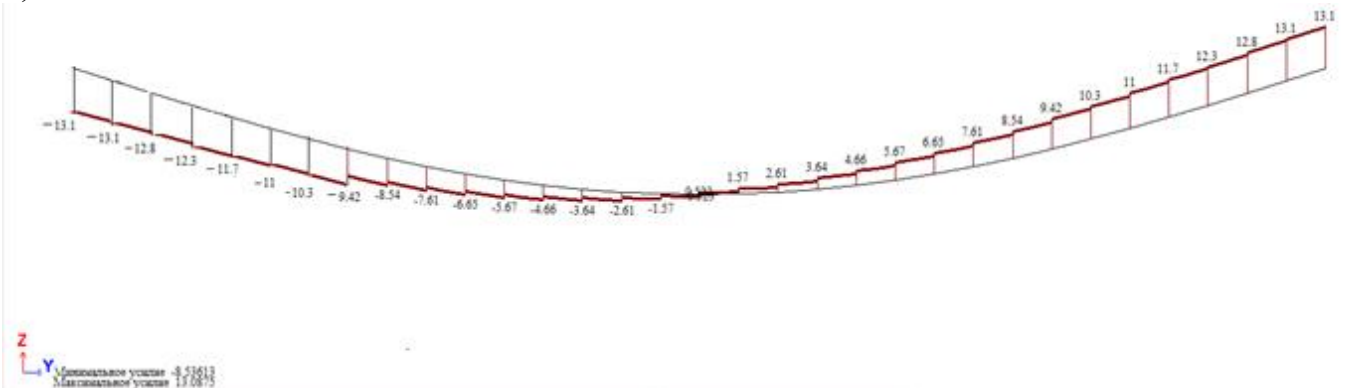


Рис. 2.15 Епюра сили  $Q_z$  в стержневих КЕ від навантаження за моделями 1 та 2

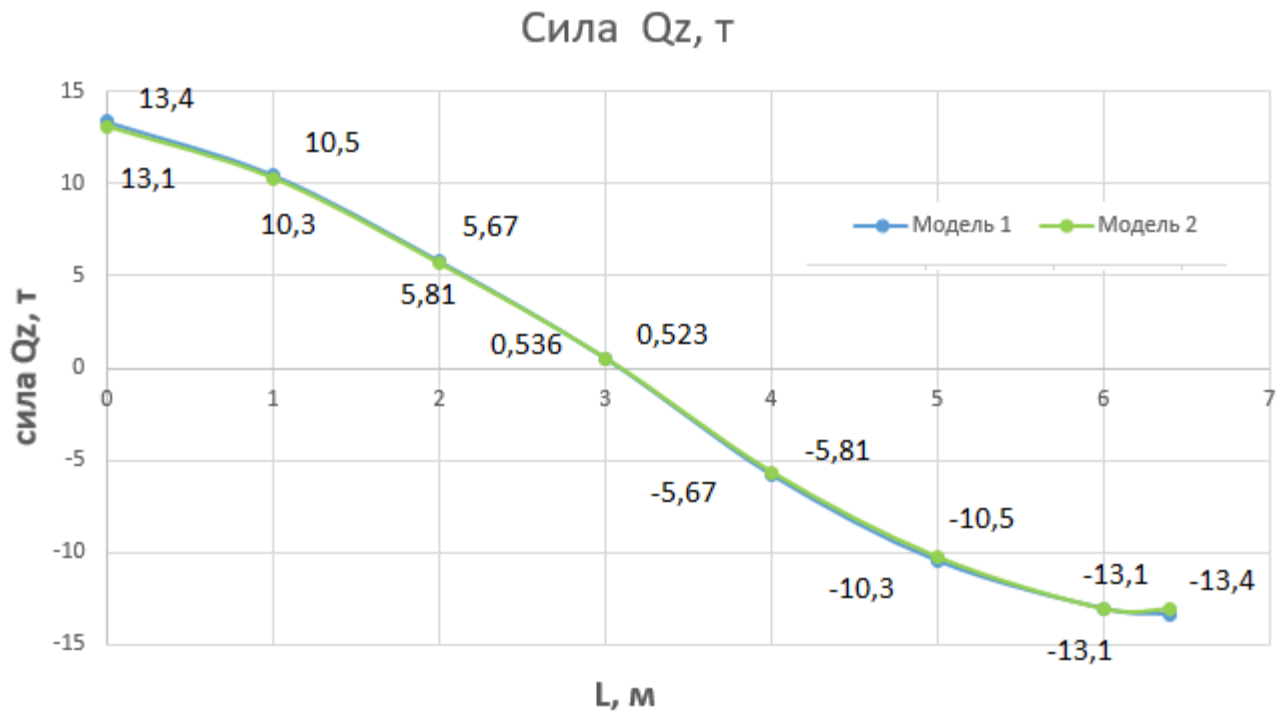


Рис. 2.16 Графік сили  $Q_z$  в стержневих КЕ від навантаження за моделями 1 та 2

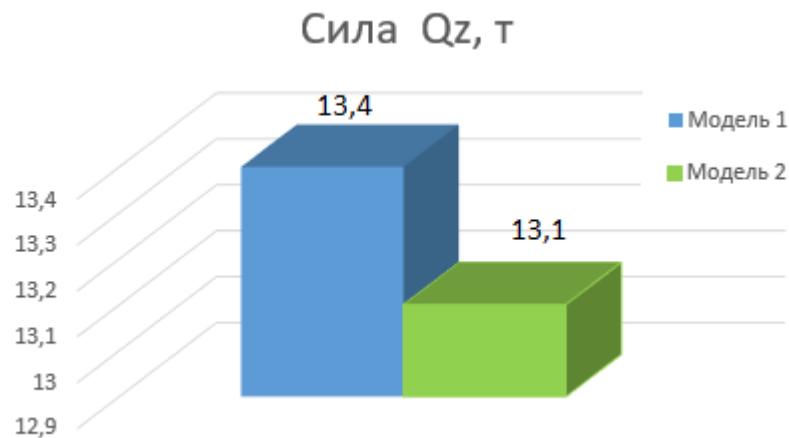


Рис. 2.17 Діаграма сили  $Q_z$  в стержневих КЕ від навантаження за моделями 1 та 2

За результатами розрахунку момент  $M_y$  в ребристій частині плити більший в моделі №1 на 2,4%, ніж в моделі № 2. Перерізуюча сила  $Q_z$  в ребристій частині плити також більша за моделлю №1 на 2,2%, ніж у моделі №2.

## Зусилля, що виникають в плитній частині

В плитній частині залізобетонних ребристих плит виникають: моменти –  $M_x, M_y, M_{xy}$ ; перерізуючі сили –  $Q_x, Q_y$ . На рис. 2.18-2.20 наведено епюри моментів  $M_y, M_{xy}, Q_y$  та в плитах для моделей 1 та 2.

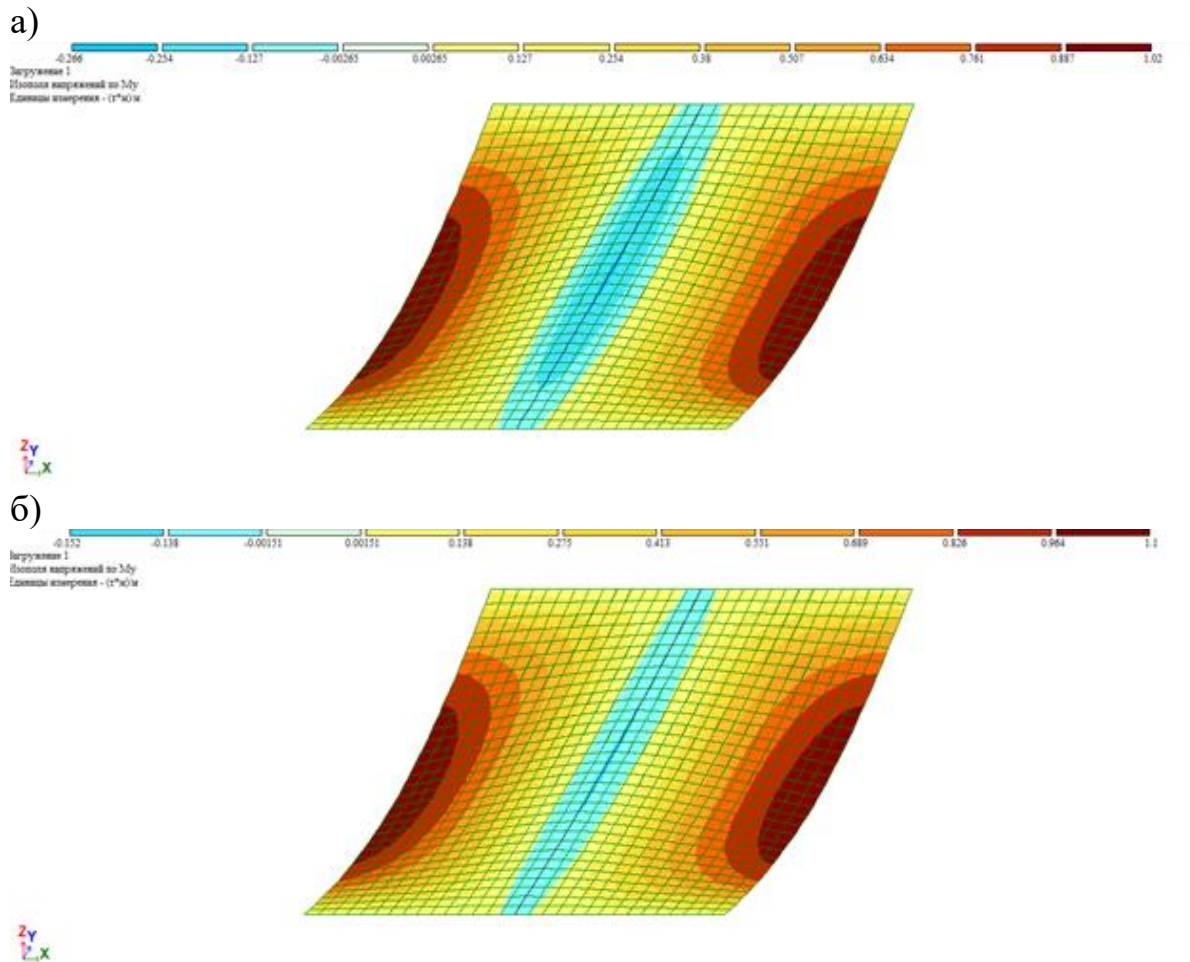
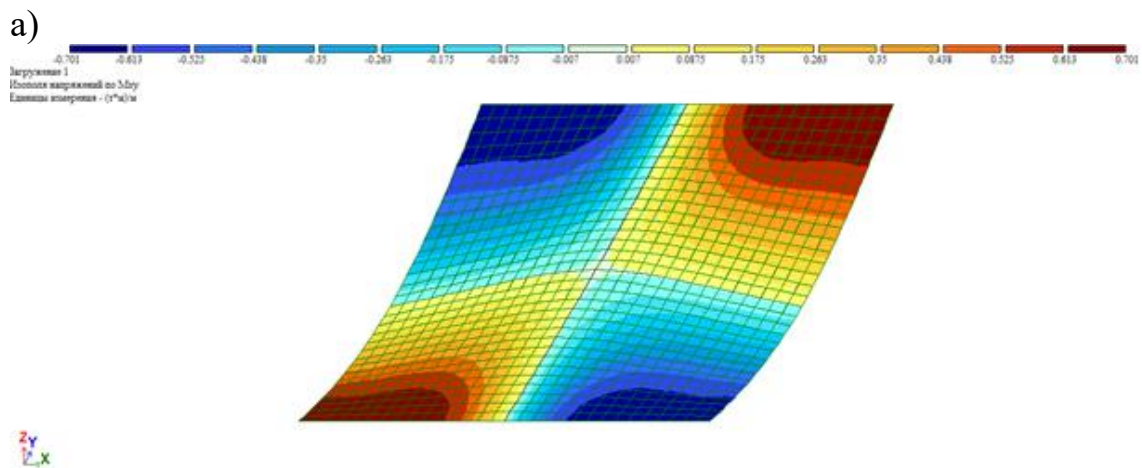


Рис. 2.18. Епюри моментів  $M_y$  в плитах від навантаження за моделями 1 та 2: а) модель - 1, б) модель - 2

На рис. 2.19 наведено епюри моментів  $M_y$  в плитах для моделей 1 та 2.



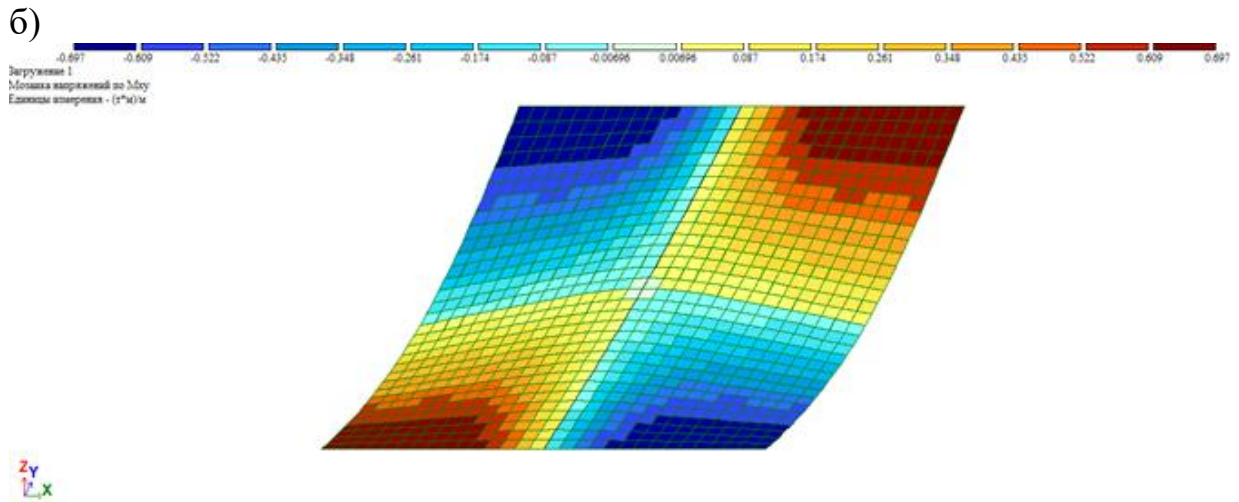


Рис. 2.19 Мозаїка моментів  $M_{xy}$  в плитах від навантаження за моделями 1 та 2: а - модель 1, б - модель 2

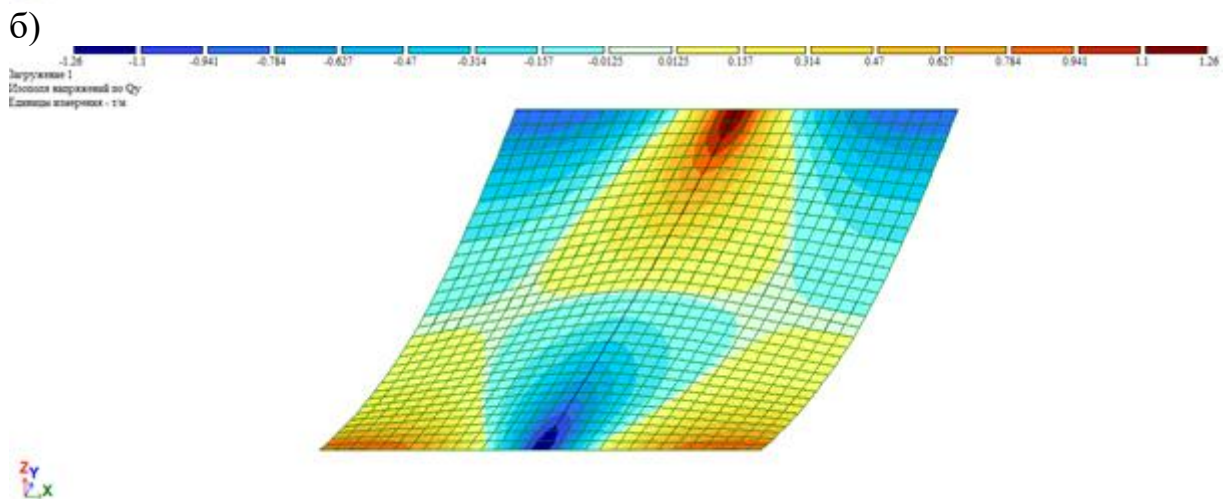
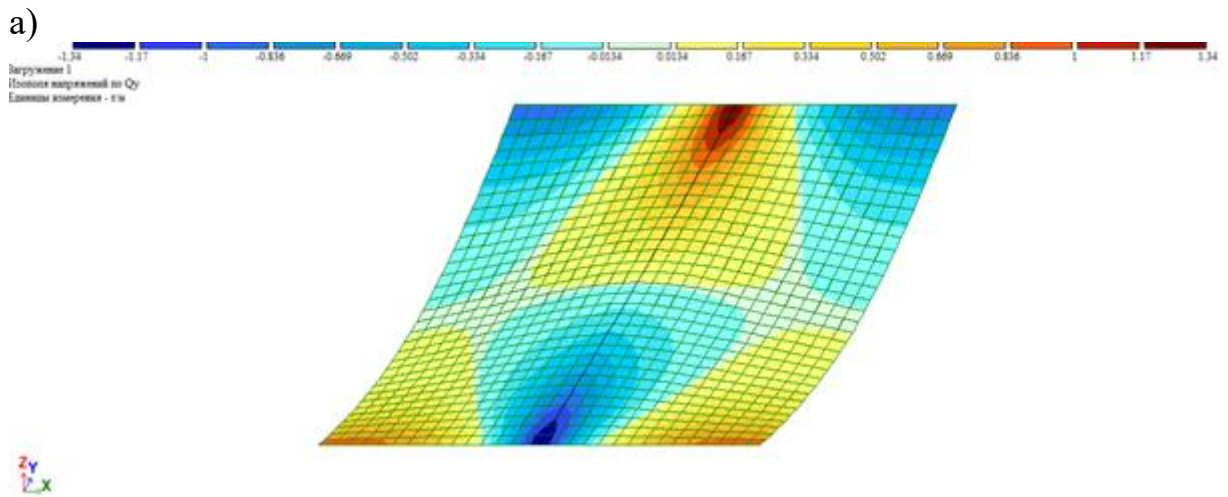


Рис. 2.20 Мозаїка сил  $Q_y$  в плитах від навантаження за моделями 1 та 2: модель 1 - а, модель 2 - б

Результати розрахунків за максимальними та мінімальними значеннями зведено в таблиці 2.3.

Таблиця 2.3. Максимальні зусилля вигину в плитній частині моделі

Значення		Модель 1	Модель 2	Різниця, т·м	%
$M_x$ , т·м	max	0,205	0,208	1,014	1,4
	min	-2,26	-2,19	1,031	3,1
$M_y$ , т·м	max	1,02	1,1	1,078	7,8
	min	-0,266	-0,152	1,75	75
$M_{xy}$ , т·м	max	0,701	0,697	1,005	0,5
	min	-0,701	0,697		
$Q_x$ , т	max	2,43	2,37	1,025	2,5
	min	-2,43	-2,37		
$Q_y$ , т	max	1,34	1,26	1,06	6
	min	-1,34	-1,26		

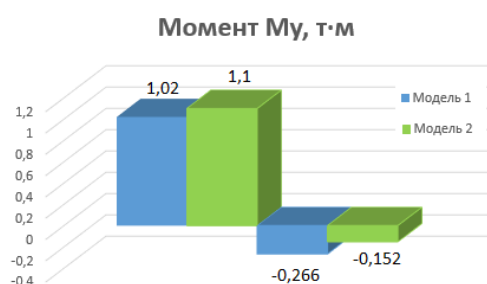


Рис. 2.21 Діаграма моменту  $M_y$  в плиті від навантаження за моделями 1 та 2

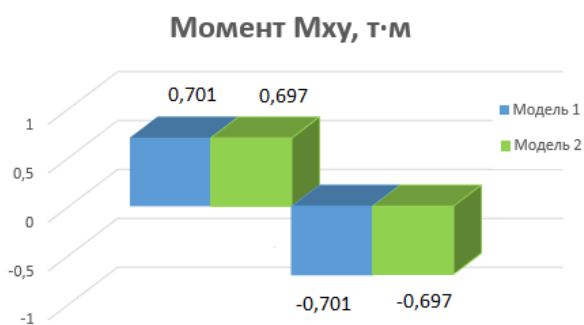


Рис. 2.22 Діаграма моменту  $M_{xy}$  в плиті від навантаження за моделями 1 та 2

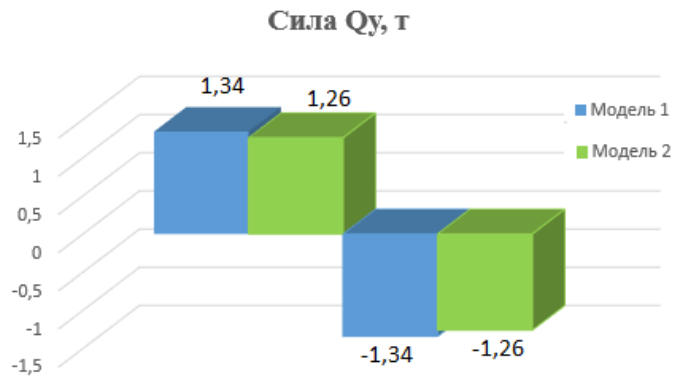


Рис. 2.23. Діаграма сили  $Q_y$  в плиті від навантаження за моделями 1 та 2

За результатами розрахунку Момент  $M_x$ , що виникає в плитній частині ребристої плити за моделлю № 2 на 1,4 % більший, ніж за моделлю №1. Момент  $M_y$  також за моделлю №2 на 7,8 % більший, ніж за моделлю №1. Але крутний момент  $M_{xy}$  має різницю лише на 0,5% між моделями.

Значення перерізуючої сили  $Q_x$  на 2,5% більше за моделлю №1, а сили  $Q_y$  на 6% більше за моделлю №1, ніж значення за моделлю №2.

### 2.1.7.2 Визначення площі арматури для розрахункових моделей

Спрощена розрахункова схема зусиль та напружень в прямокутному перерізі згинального елемента з одиночним армування наведена на рис. 2.24.

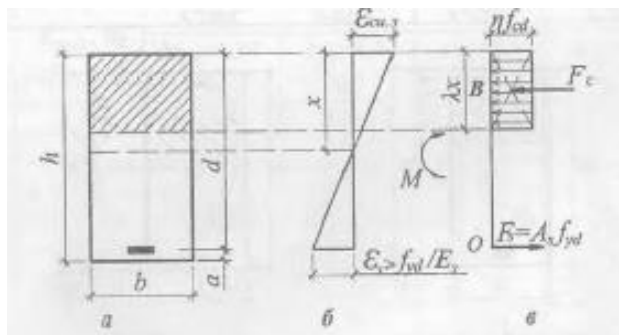


Рис.2.24 Розподіл деформацій, напружень та зусиль в нормальному перерізі з одиночним армуванням: а – переріз з одиночним армуванням, б – епюра напружень, в – розрахункова схема зусиль [21]

Послідовність визначення площі розтягнутої арматури прямокутних перерізів з одиночним армуванням викладена в таблиці 2.4.

Таблиця 2.4. Визначення площі розтягнутої арматури прямокутних перерізів

№ з/п	Алгоритм за [21]
1.	$d = h - c$
2.	$\alpha_m = \frac{M}{bd^2 \cdot f_{cd}}$
3.	В залежності від $\alpha_m$ за табл. 2.7 визначити коефіцієнти $\xi$ та $\zeta$
4.	Якщо $\xi \leq \xi_R$ , то перейти до п.5; Якщо $\xi > \xi_R$ , то виконати розрахунок перерізу з подвійною арматурою.
5.	Якщо $\zeta < 0,95$ , то перейти до п.6; Якщо $\zeta > 0,95$ , то прийняти $\zeta = 0,95$ і перейти до п.6.
6.	$A_s = \frac{M}{f_{yd} d \zeta}$ , см <sup>2</sup>
7.	$\rho_{\min} = 0,13\% < \rho = \frac{A_s}{bd} \cdot 100\% < 4\%$
8.	Якщо $\rho_{\min} < \rho \leq 4\%$ , конструюють переріз. В інших випадках необхідно змінити вихідні дані та перейти до п.1

Далі виконаємо розрахунок щодо підбору арматури за алгоритмом, наведеним в табл. 2.4. Результати розрахунку наведено в табл. 2.5.

Таблиця 2.5. Результати розрахунку підбору арматури

	Схема 1	Схема 2
1	$d=h-c=0,70-0,05=0,65\text{м}$	$d=h-c=0,60-0,05=0,55\text{м}$
	$M_{x, \max} = 245,2\text{кН}\cdot\text{м}$	$M_{x, \max} = 239,3\text{кН}\cdot\text{м}$
2	$\alpha_m = \frac{M}{bd^2 \cdot f_{cd}} = \frac{245,2 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 0,65^2 \cdot 14,5 \cdot 10^6} = 0,126$	$\alpha_m = \frac{M}{bd^2 \cdot f_{cd}} = \frac{239,3 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 0,55^2 \cdot 14,5 \cdot 10^6} = 0,13$
	$\alpha_m = 0,126 \Rightarrow \xi = 0,17; \zeta = 0,932$	$\alpha_m = 0,13 \Rightarrow \xi = 0,18; \zeta = 0,928$
3	За табл.4.8: $\xi = 0,17 < \xi_R = 0,640$ (при А400С та С20/25)	За табл.4.8: $\xi = 0,18 < \xi_R = 0,640$ (при А400С та С20/25)
4	Оскільки $\xi_R = 0,640$ , то переріз приймаємо з одиночним армуванням	Оскільки $\xi_R = 0,640$ , то переріз приймаємо з одиночним армуванням
5	$\zeta = 0,932$ , переходимо до п.6	$\zeta = 0,928$ , переходимо до п.6

6	$A_s = \frac{M}{f_{yd} d \zeta}$ $A_s = \frac{245,2 \cdot 10^3}{365 \cdot 0,932 \cdot 0,65} = 11,13 \text{ см}^2$	$A_s = \frac{M}{f_{yd} d \zeta}$ $A_s = \frac{239,3 \cdot 10^3}{365 \cdot 0,928 \cdot 0,55} = 12,85 \text{ см}^2$
7	Прийняте армування: 4 Ø20 ( $A_s = 12,56 \text{ см}^2$ )  Загальна площа $A_{s,tot} = 12,56 \text{ см}^2$	Прийняте армування: 4 Ø22 ( $A_s = 14,20 \text{ см}^2$ )  Загальна площа $A_{s,tot} = 14,20 \text{ см}^2$
8	$\rho = \frac{A_s}{bd} \cdot 100\% = 12,56 / (40 \cdot 60) \cdot 100\% = 0,5\% < [4\%]$	$\rho = \frac{A_s}{bd} \cdot 100\% = 14,20 / (40 \cdot 55) \cdot 100\% = 0,7\% < [4\%]$
	Різниця $A_{s,tot}$	$\frac{A_{s,tot1}}{A_{s,tot}} = \frac{14,20}{12,56} = 1,13 (13\%)$

### 2.1.7.3 Аналіз напружено деформованого стану для моделей №3 и №4

#### Деформації, що виникають в розрахунковій моделі фрагменту перекриття

На рис.2.25 наведено мозаїки переміщень вузлів вздовж осі  $Z$  для моделей 3 та 4.

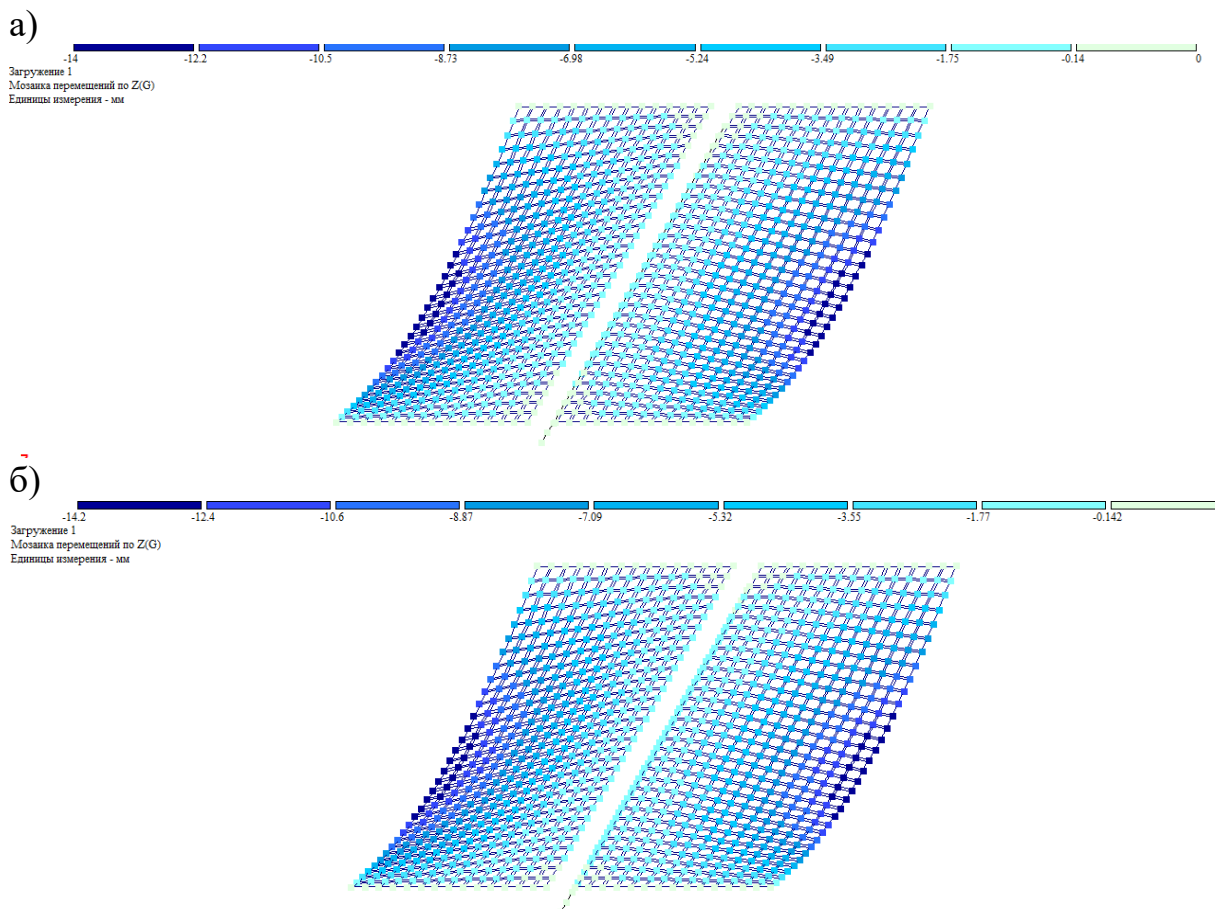


Рис. 2.25 Мозаїка переміщень  $Z$  в стержневих КЕ від навантаження за моделями 3 та 4:

а) модель - 3, б) модель - 4.

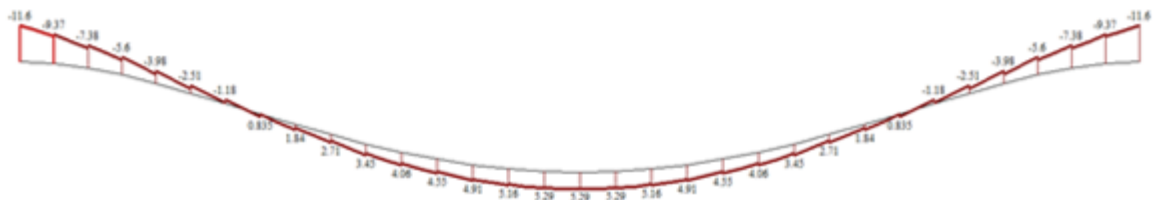
Максимальний прогин, що виникає при навантаженні в ребрі моделі 3 та 4 є рівними.

Так, порівнюючи прогини для моделей 1,2 та 3,4 (рис.2.11 та рис.2.26) можна зробити висновок, що для моделей 3,4 прогини є меншими на 43%.

### Зусилля в ребристій частині ( $M, N, Q$ )

На рис.2.26 наведено Епюри моментів  $M_y$  в стержневому КЕ для моделей 3 та 4:

а)



б)

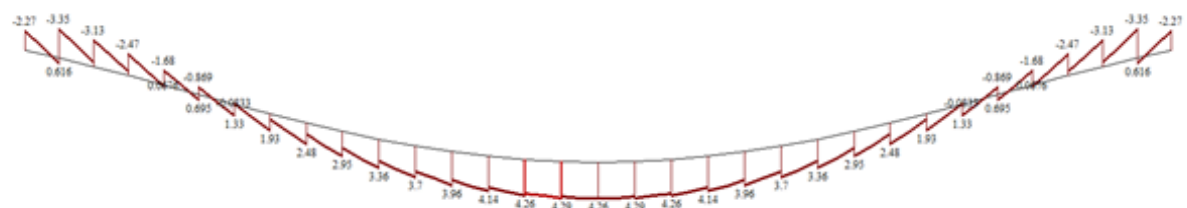


Рис. 2.26 Епюри моментів  $M_y$  в стержневому КЕ  
для моделей 3 та 4: модель 3 –а; модель 4 –б

Моменти  $M_y$  в моделях з абсолютно жорсткими вставками занесені до табл.2.6.

Таблиця 2.6. Зусилля моделях №№ 3 та 4 з абсолютно жорсткими вставками

$M_y$ max, т·м		Різниця, т·м	%
Модель 3	Модель 4		
5,3	4,3	1,23	23
$Q_z$ max, т		Різниця, т	%
Модель 3	Модель 4		
14,7	14,4	1,021	2,1
$N$ , т		Різниця $N_4 / N_3$	%
Модель 3	Модель 4		
12,7	18,1	1,42	42

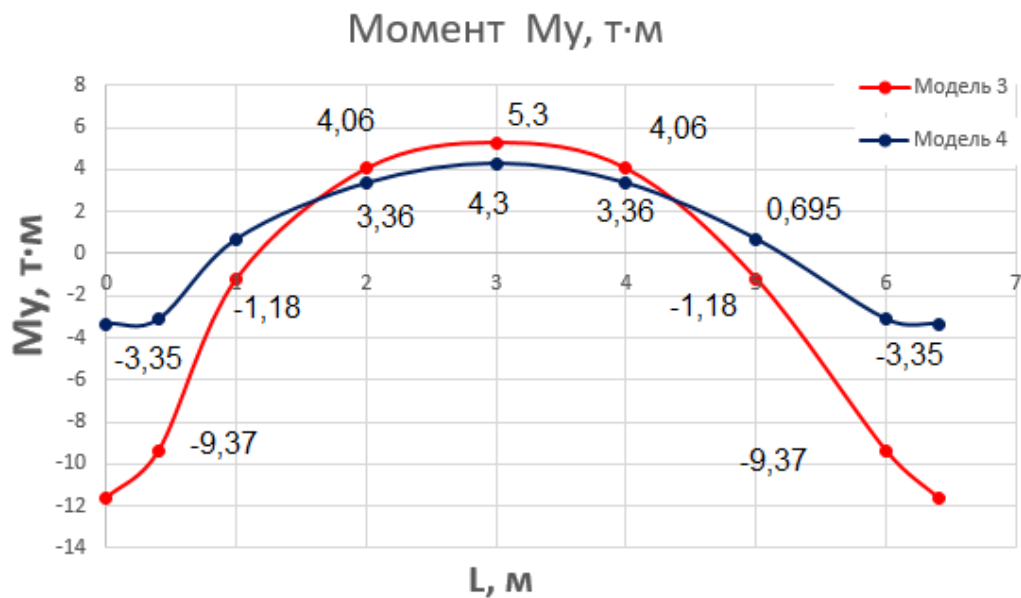
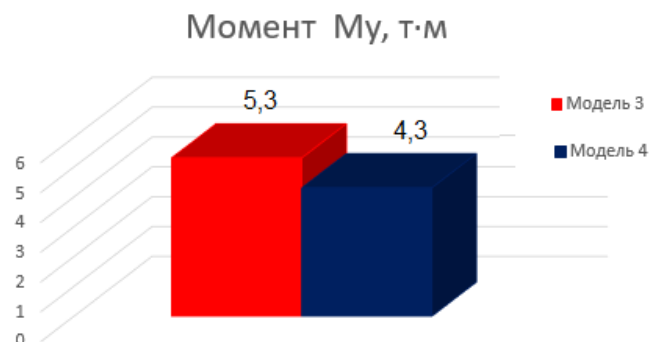


Рис.2.27 Графік моментів  $M_y$  в стержневому КЕ від навантаження за моделями 3 та 4.



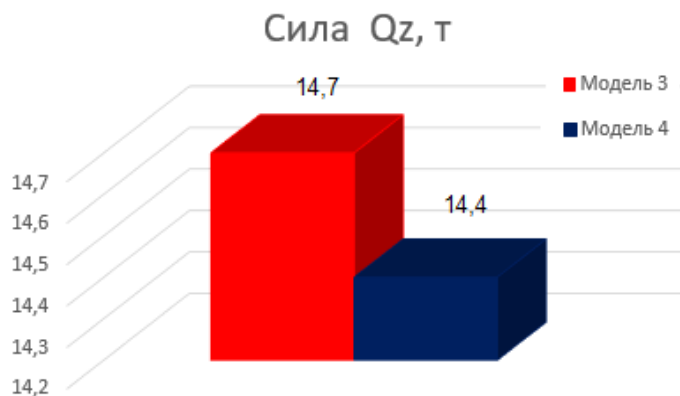
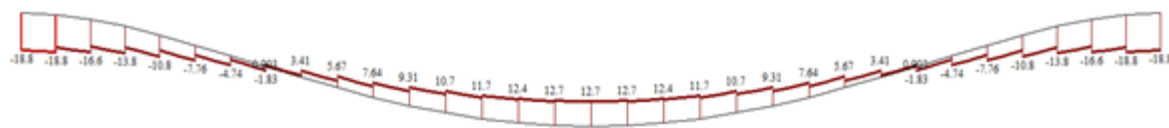


Рис. 2.28 Діаграми  $M_u$  в стержневому КЕ для моделей 3 та 4 - а; діаграми сили  $Q_z$  в стержневому КЕ для моделі 3 та 4 –б

В моделях 3 та 4 виникає сила  $N$  поздовжня сила (зусилля розпору), яка компенсує мембранні зусилля зумовлені введенням жорстких вставок. Епюри сили  $N$ , графіки та діаграми зображені на рис.2.29.

а)



б)

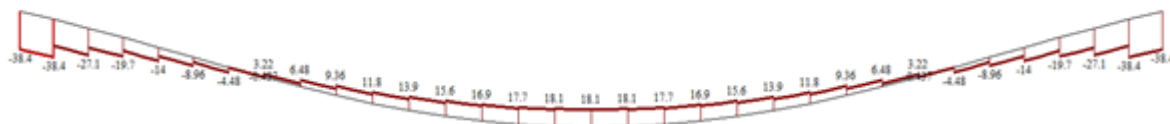


Рис. 2.29. Епюри сили  $N$  в стержневому КЕ для моделей 3 та 4:  
а) модель 3, б) модель 4.

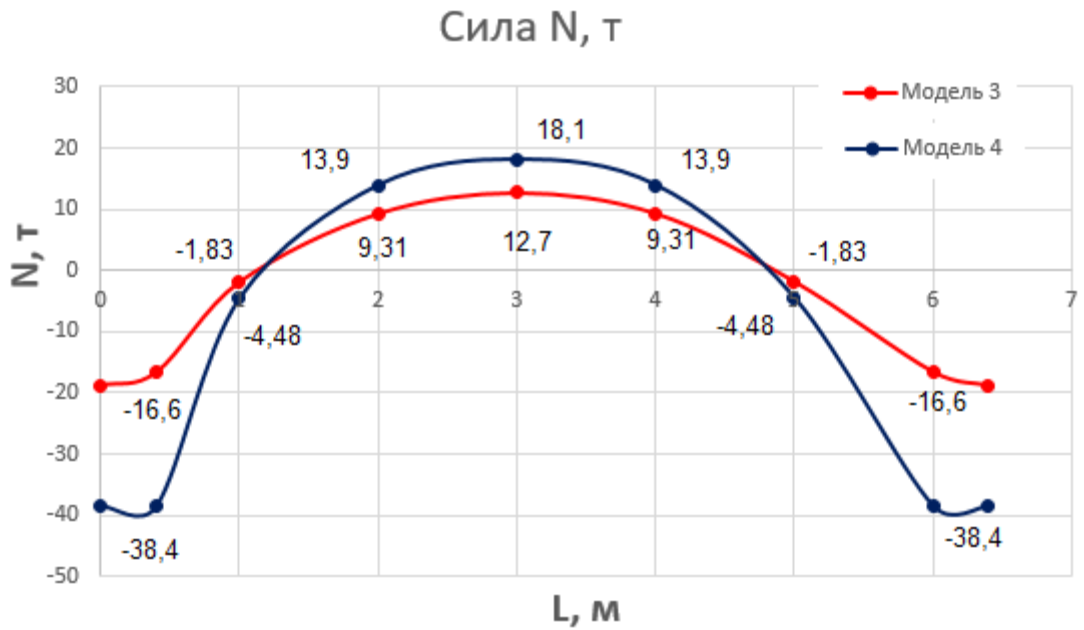


Рис.2.30 Графіки сили  $N$  в стержневому КЕ від навантаження за моделями 3 та 4

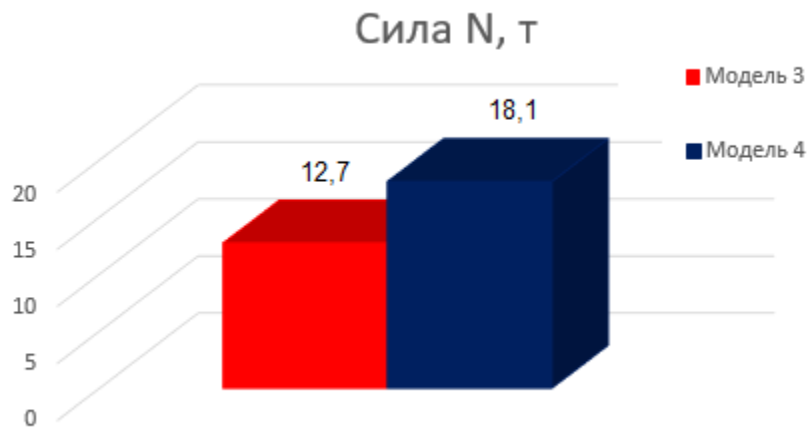
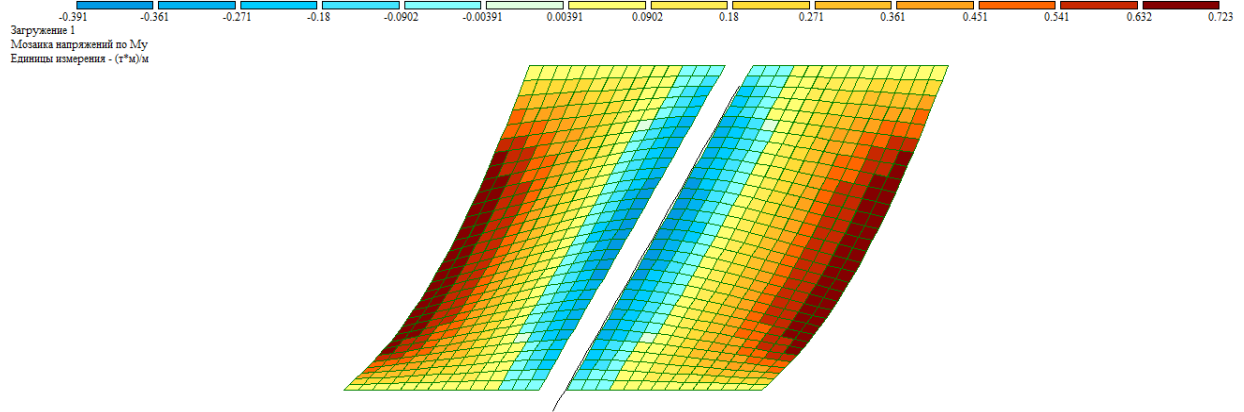


Рис. 2.31 Діаграма сили  $N$  в стержневому КЕ від навантаження за моделями 3 та 4

**Зусилля, що виникають в плитній частині перекриття для моделей №№ 3, 4**

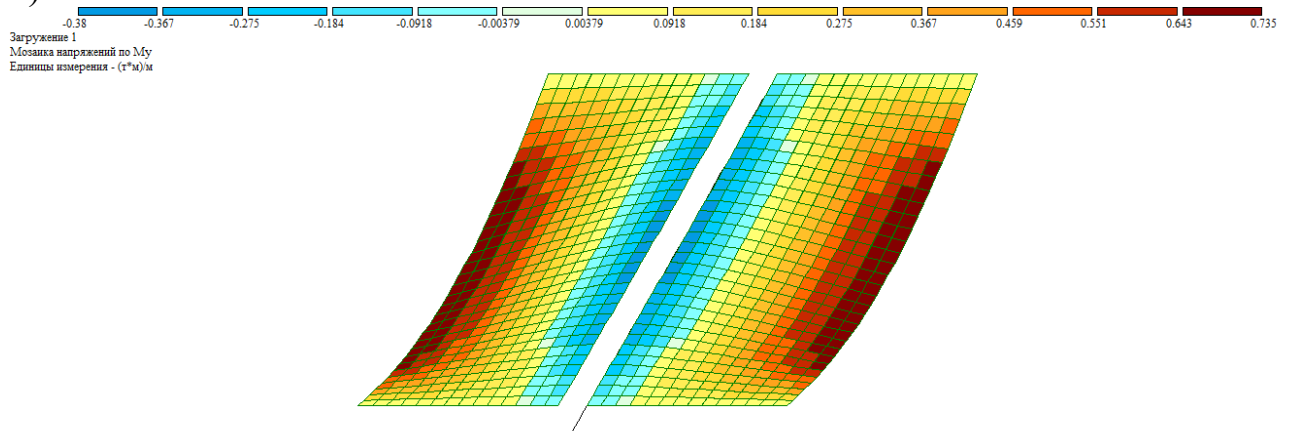
На рис. 3.32 наведено мозаїки розподілу моментів  $M_u$  в плитній частині для моделей 3 та 4.

а)



zy  
x

б)



zy  
x

Рис. 2.32 Мозаїка моментів  $M_x$  в плиті для моделей 3 та 4: а) модель 3, б) модель 4.

Результати розрахунків зусиль плитної частини за максимальними значеннями за моделями 3 та 4 зведено в таблиці 2.7.

Таблиця 2.7. Максимальні зусилля від вигину та мембранні напруження в плитній частині моделей 3 та 4.

Значення	Модель 3	Модель 4	Різниця, $Mx_i/Mx_j$	%
$Mx$ , т·м/м	0,159	0,162	1,018	1,8
$M_y$ , т·м/м	0,723	0,735	1,016	1,6
$M_{xy}$ , т·м/м	0,662	0,658	1,006	0,6
$Q_x$ , т/м	2,43	2,47	1,016	1,6
$Q_y$ , т/м	1,34	1,42	1,06	6
$N_x$ , т/м <sup>2</sup>	22,1	47,1	2,13	113
$N_y$ , т/м <sup>2</sup>	159	322	2,02	102
$\tau_{xy}$ , т/м <sup>2</sup>	64,3	361	5,61	461

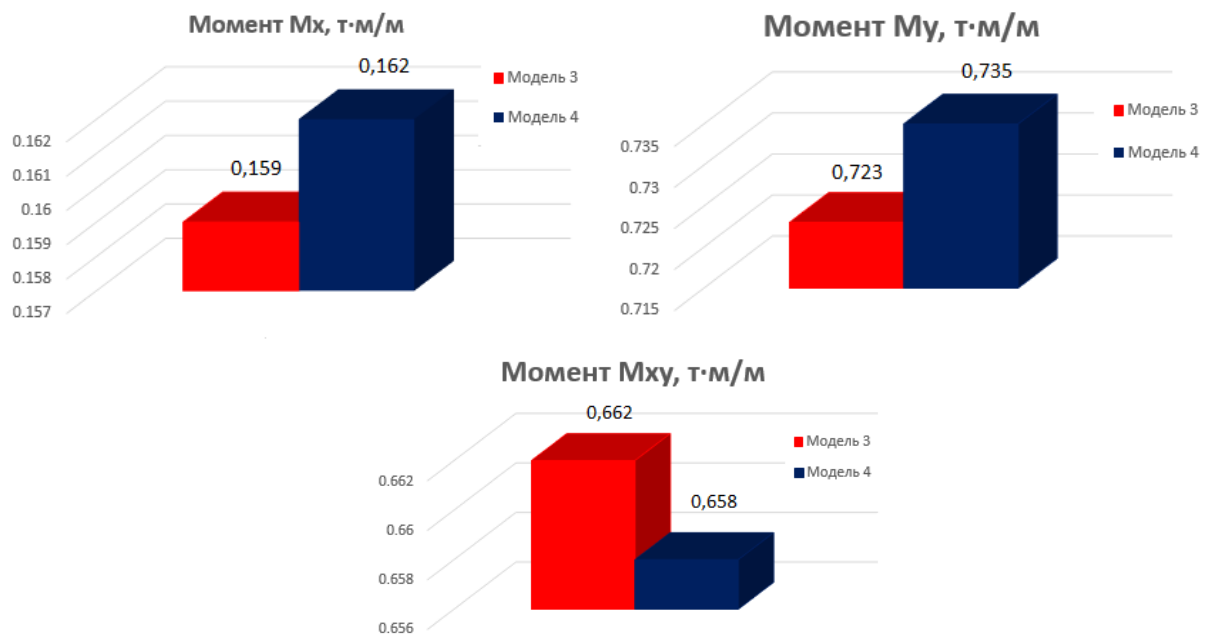


Рис. 2.33 Діаграми моментів  $M_x, M_y, M_{xy}$  в плитній частині моделі для моделей 3 та 4

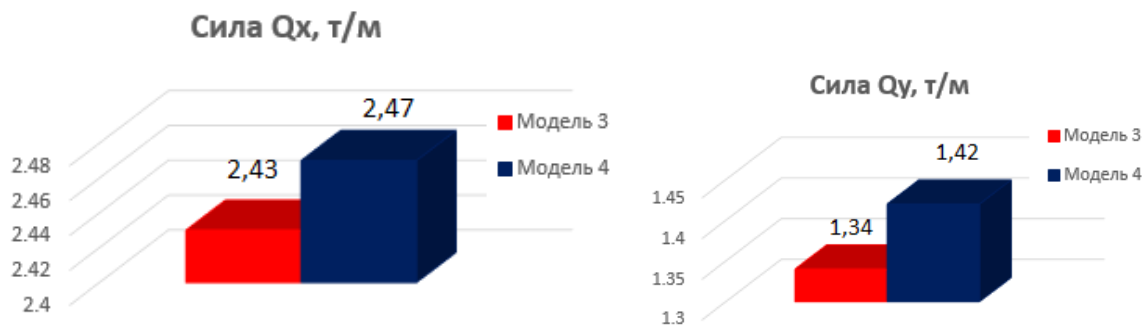


Рис. 2.34. Діаграми сил  $Q_x$  (а),  $Q_y$  (б), в плитній частині моделі для моделей 3 та 4

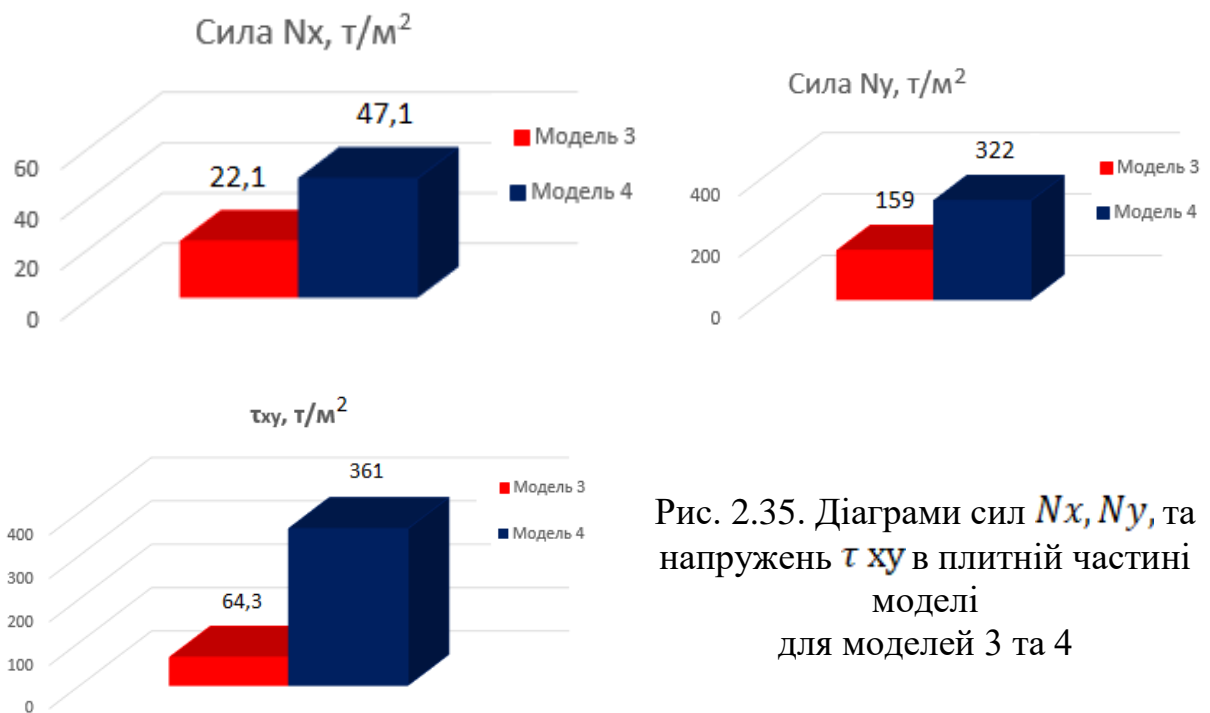


Рис. 2.35. Діаграми сил  $N_x$ ,  $N_y$ , та напружень  $\tau_{xy}$  в плитній частині моделі для моделей 3 та 4

За результатами розрахунків, зусилля, які виникають в плитній частині ребристої плити, мають більші значення для моделі №4, окрім крутного моменту  $M_{xy}$ , значення якого більше на 0,6 % для моделі №3.

Різниця напружень  $\tau_{xy}$  дуже значна для моделі №4.

### Порівняння напруженого стану в ребрах моделей №№3,4

Оскільки ребра моделі №1 та 2, що не містять жорстких вставок перебувають в стані чистого вигину, а ребра моделей №3,4, які з'єднуються з пластинчатими елементами за допомогою жорстких тіл, перебувають в напруженому стані позacentрового розтягу, то порівняти ступінь напруження

ребра вбачаються можливим порівнявши величини напружень від вигину (для моделей 1, 2 ) та напружень від позацентрового розтягу (для моделей 3,4).

Так, для моделей №3,4, ребра яких одночасно зазнають напружень розтягу та вигину формула для визначення напружень буде мати вигляд [22]:

$$\sigma_z = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{J_x} \cdot y + \frac{M_y}{J_y} \cdot x, \quad (3.1)$$

Де:  $A$ - площа перетину ребристої частини,

$J_x$  – осьовий момент інерції перетину по осі  $x$ ,

$J_y$  – осьовий момент інерції перетину по осі  $y$ ,

$x (y)$  - відстань від осі  $y(x)$  проходить через центр ваги перерізу до точки, в якій розраховується напруження.

Розрахунок осьових моментів інерції перетину по осях проводимо за формулами на рис. 2.37.

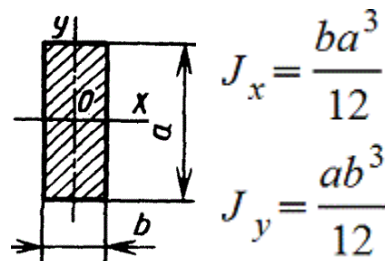


Рис.2.37 До обчислення осьових моментів інерції перетину

Для моделей №1,2, ребра яких зазнають чистого згину, обчислимо максимальні нормальні напруження за формулою [23]:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_z}{I_z} \cdot y_{\max} = \frac{M_z}{W_z}. \quad (3.2)$$

Для порівняння отриманих результатів за допомогою числового методу з деяким еталоном прийемо за «еталон» результати аналітичного розрахунку за [24].

Коректність такого порівняння наводиться в інших джерелах [15].

Підставляючи значення моментів, сил, моментів інерції для різних моделей визначаємо напруження в ребрі для кожної з розрахункових моделей.

Результати розрахунку зводимо в табл.2.8

Таблиця 2.8 Сумарні напруження « $\sigma$ » в балочних елементах ребристого покриття

Напруження, $\sigma$ (кН/м <sup>2</sup> )								
Аналітичний розрахунок за [24]	Модель 1	Модель 2		Модель 3		Модель 4		
		Різниця, % відсотках між аналітичним та числовим розрахунком	Різниця, % відсотках між аналітичним та числовим розрахунком	Різниця, % відсотках між аналітичним та числовим розрахунком	Різниця, % відсотках між аналітичним та числовим розрахунком			
1724	1437	20	1403	22,8	1363	26,4	1393,7	23,7

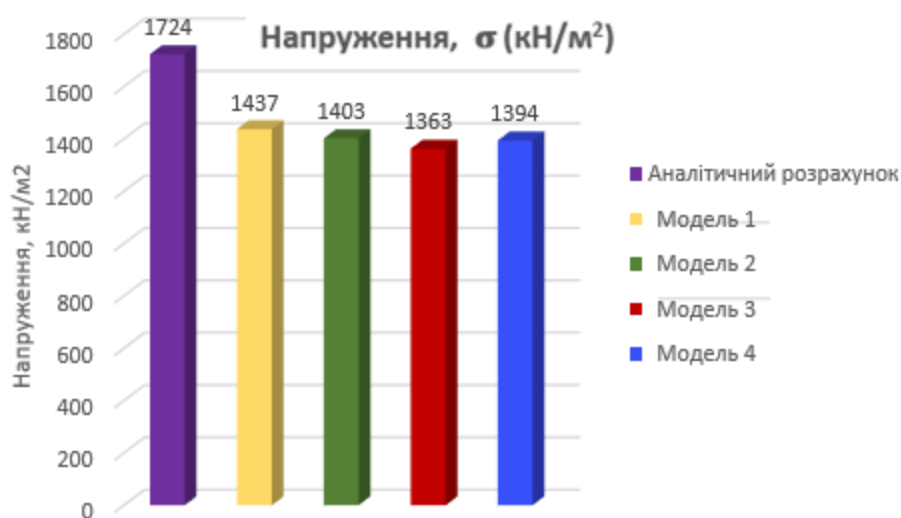


Рис. 2.36 Діаграма сумарних напружень « $\sigma$ » в балочних елементах ребристого покриття

Так із таблиці 2.8 та рис. 2.37 видно, що найбільш наближаються за напруженнями до результатів, обчислених за аналітичною методикою [11] моделі без абсолютно жорстких вставок.

## Метод врахування ексцентричності ребристої та плитної частини в інженерних розрахунках

У практичних розрахунках моделювання ребристих плит за допомогою жорстких вставок досить трудомістким та, головне, подальший розрахунок (підбір армування та перевірка міцності перерізу) є громіздкою задачею.

Так, для практичних інженерних розрахунків можна змоделювати плитно-балочні перекриття пластинчастими та стержньовими кінцевими елементами без введення абсолютно жорсткої вставки [26] .

Ребро моделюємо стержнем прямокутного перерізу. При цьому жорсткість для стержньового елемента задаємо як «числовий опис жорсткості» для стержньового **КЕ №10** ( рис.2.38).

Численное описание для КЭ 10 ×

EF	<input type="text" value="0"/>	т
Ely	<input type="text" value="0"/>	т <sup>4</sup> м <sup>2</sup>
Elz	<input type="text" value="0"/>	т <sup>4</sup> м <sup>2</sup>
Glk	<input type="text" value="0"/>	т <sup>4</sup> м <sup>2</sup>
Y1	<input type="text" value="0"/>	см
Y2	<input type="text" value="0"/>	см
Z1	<input type="text" value="0"/>	см
Z2	<input type="text" value="0"/>	см
Ru_Y	<input type="text" value="0"/>	см
Ru_Z	<input type="text" value="0"/>	см
q	<input type="text" value="0"/>	т/м

Учет

GF      GFy  т

                    GFz  т

Комментарий

Цвет

Рис. 2.38 Вікно ПК ЛІРА для введення числового опису характеристик стрижня.

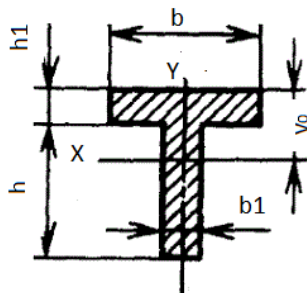
Числове значення жорсткостей на вигин  $EJ_y$ , кручення  $GJ_k$  осьову жорсткість  $EF$  збільшуємо на коефіцієнт  $k$ , який дорівнює відповідно відношенню відповідної жорсткості таврового перерізу до прямокутного [26].

Таким чином в жорсткостях прямокутного перерізу враховується жорсткість полки. Аналіз результатів, отриманих за запропонованою методикою, показує задовільне сходження числових розрахунків та аналітичних, зокрема за [24].

Для перерізу за моделлю №1 знаходимо осьовий момент інерції (рис. 2.38):

$$J_y = \frac{ab^3}{12} = \frac{0.7 \cdot 0.4^3}{12} = 0.0037 \text{ м}^4$$

Знаходимо тавровий переріз ребристої частини перекриття, який відповідає діючій моделі №1.



$$v_o = \frac{bh_1^2 + b_1h(2h_1 + h)}{2(bh_1 + b_1h)}$$

$$J_x = \frac{bh_1^3 + b_1h^3}{12} + bh_1\left(v_o - \frac{h_1}{2}\right)^2 + b_1h\left(\frac{h}{2} + h_1 - v_o\right)^2$$

$$J_y = \frac{hb_1^3 + h_1b^3}{12}$$

Рис. 2.38 До обчислення осьових моментів інерції таврового перетину

$$b = 2800 \text{ мм}, h = 600 \text{ мм}, h_1 = 100 \text{ мм}, b_1 = 400 \text{ мм}.$$

$$J_y' = \frac{hb_1^3 + h_1b^3}{12} = \frac{0.6 \cdot 0.4^3 + 0.1 \cdot 2.8^3}{12} = 0.1861 \text{ м}^4$$

Розраховуємо коефіцієнт:

$$k = \frac{0.1861}{0.0037} = 50.29$$

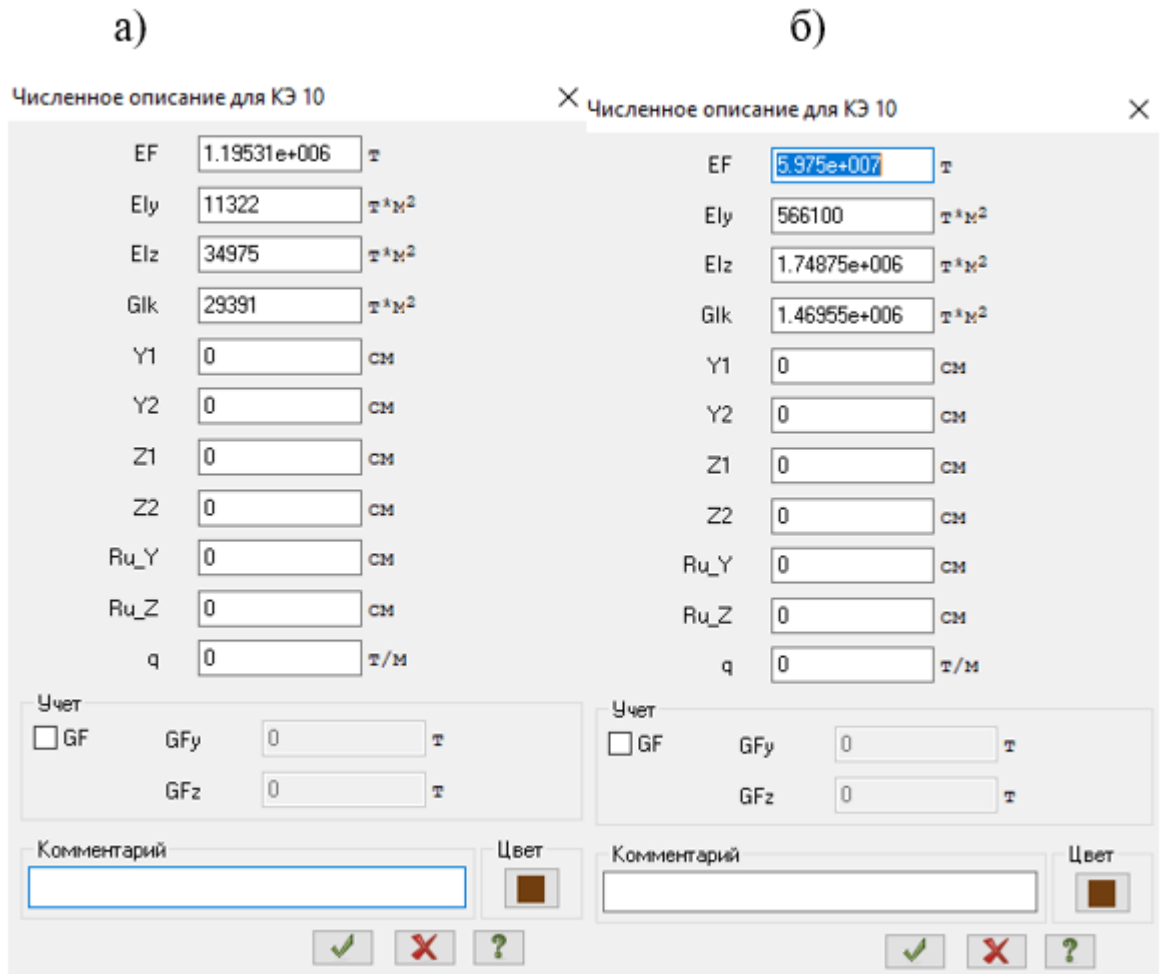


Рис.2.39 Вікно ПК ЛИРА з введеними характеристиками стрижневого елемента: за прямокутним перерізом—а, жорсткість збільшена на коефіцієнт  $k$  —б

Результати розрахунку характеристик стрижневого елемента збільшених на коефіцієнт  $k$ , та результат числового розрахунку стрижневого елемента в ПК Лири – САПР 2013 зводимо до табл.2.9.

Таблиця №2.9 Характеристики жорсткості моделі №1 та моделі №1 зі збільшеною жорсткістю

№ моделі	Коефіцієнт	EF, т	EJ <sub>y</sub> , т·м <sup>2</sup>	EJ <sub>z</sub> , т·м <sup>2</sup>	M <sub>y</sub> , т·м
Модель №1	1	1,19531·10 <sup>6</sup>	11322	34975	25
Модель №1 зі збільшеною жорсткістю	50,29	5,975·10 <sup>7</sup>	566100	1,75·10 <sup>6</sup>	29,5

Збільшена жорсткість перетину дає можливість враховувати вплив полки тавра (рис. 3.46) в розрахунку прямокутного перетину ребра.

### 2.1.8 Порівняння зусиль в ребрах, обчислених за аналітичною методикою та числовим методом

За методикою [24] аналітичним традиційним методом були обчислені моменти вигину в ребрах перекриття. Розрахункова модель ребра являла собою шарнірно обперту балку.

Тому, вважаємо, що є можливим порівняти величини моментів вигину та поперечних сил, що виникають в ребрах при аналітичному розрахунку та кінцевоеlementному розрахунку моделей 1,2. Результати розрахунків та порівнянь наведено в табл. 2.10.

Таблиця 2.10. Порівняння зусиль в ребрах для моделей без абсолютно жорстких вставок

<b>M<sub>y</sub> max, т·м</b>				
Обчислено аналітично за [11]	Модель 1	Різниця, %	Модель 2	Різниця, %
26,9	25,0	7,6	24,4	10,3
<b>Поперечна сила Q<sub>y</sub>, т</b>				
Обчислено аналітично за [11]	Модель 1	Різниця, %	Модель 2	Різниця, %
14,2	13,4	5,97	13,1	8,4

Результати підбору арматури для ребер, що обчислені за [11] та числовим способом для моделей №1 та №2 наведено в табл.2.11.

Таблиця 2.11. Порівняння площі поздовжньої арматури в ребрах для моделей без абсолютно жорстких вставок

<b><math>A_s</math> см<sup>2</sup></b>				
Обчислено аналітично за [11]	Модель 1	Різниця, %	Модель 2	Різниця, %
15,20	12,56	21	14,20	6,5

## **ВИСНОВКИ**

- 1) Моделювання ребристого перекриття або плити стрижневими і плитковими (оболонковими) елементами є коректним відображенням реальної конструкції.
- 2) Врахування ексцентричності пластинчатого кінцевого елемента, що апроксимує полку перекриття, та стержневого кінцевого елемента, що апроксимує ребро перекриття, відбувається шляхом введення абсолютно жорстких тіл (АЖТ). Тобто стержні прямокутного поперечного перерізу «підвішуються» за допомогою абсолютно жорстких вставок до вузлів кінцевоелементної моделі плити, що лежать в її серединній площині.
- 3) Робота плитного та стержньового елементів для моделей, що не враховують ексцентричність, та для моделей, що її враховують, відрізняється. Так, в моделях, що мають жорсткі вставки (моделі № 3,4) ребро знаходиться в напруженому стані позацентрового розтягу (виникають момент, що вигинає, та поперечна сила), а в плитній частині, окрім зусиль вигину (поперечних сил та моментів вигину й моментів кручення), виникають мембранні напруження (нормальні напруження та зсувні напруження). В моделях, що не враховують ексцентричність стержньового та пластинчатого елементів в плитній частині виникають лише зусилля вигину (момент, що вигинає та сила, що перерізує), а ребро

працює як шарнірна балка на вигин (виникають момент згину та поперечна сила).

- 4) Різницю в зусиллях для моделей 1–4 коректно оцінювати за величиною напружень в перерізу, що викликані зусиллями, які в ньому виникають. Напруження в перерізі моделі ребристого перекриття були обчислені аналітичним способом за [11] та аналітично за зусиллями, отриманими числовим методом, для моделей 1–4. Різниця у величинах напружень для моделей 1-4 в порівнянні із аналітичною методикою становить 20–26,4 %, що вказує на достовірність обчислень числовим методом всіх прийнятих до розгляду моделей.
- 5) Встановлено задовільний збіг результатів підбору арматури. Так виявлена найменша розбіжність для поздовжньої арматури в ребрі, обчисленої за аналітичним способом за [11] для моделей №1 та №2, що свідчить про те, що збіжність результатів є вищою, коли плита має балочний характер роботи (працює в одному напрямку).
- 6) Проаналізувавши роботу моделей із жорсткими вставками, можна відзначити, що за результатами розрахунку й результатами підбору арматури реальної конструкції найбільш точна схема моделювання ребристого перекриття та, в якій верхні межі ребра і плити знаходяться на одному рівні (модель 3).
- 7) Запропоновано інженерну методику врахування реальної роботи конструкції шляхом множення на підвищуючий коефіцієнт пружних жорсткостей на вигин, кручення прямокутного перерізу ребристої частини моделі ребристого перекриття. Для схем з великою кількістю елементів і складним за конфігурацією планами доцільно застосовувати цю просту методику.

## 2.2 Пункт «Розрахунково-конструктивний»

### 2.2.1 Загальна характеристика несучої системи

Параметри конструкційних матеріалів, що використовуються для конструювання і зведення об'єкта:

Бетон **C 25/30 (F50 W4)** – при будівництві несучих залізобетонних конструкцій колон.

Бетон **C 20/25 (F50, W4)** – при будівництві несучих залізобетонних конструкцій плит перекриття, допоміжних балок.

Арматурна сталь **A – 400, A – 240** [33] – армування залізобетонних конструкцій.

В якості несучої системи будівлі прийнятий монолітний залізобетонний каркас з нерівномірною сіткою колон 3 ... 6 м. Висота поверху прийнята 3,6 м. Просторова жорсткість каркаса забезпечується поперечними й поздовжніми рамами, діафрагмами жорсткості, стінками сходових кліток товщиною 400 мм з важкого бетону **C 20/25**.

Колони запроектовані перетином **400 × 400 мм, 400 × 600 мм** з важкого бетону **C 20/25**. Диск перекриття – плоска залізобетонна плита товщиною 200 мм з важкого бетону **C 20/25** з подвійним армуванням – верхнім та нижнім, з опорою на залізобетонні допоміжні балки.

Діафрагми жорсткості прийняті товщиною **200 мм**. Фундамент перехресно-стрічковий, мілкового закладення під колони, й стрічковий під монолітні стіни підвалу.

В якості розрахункової схеми залізобетонного каркасу прийнята просторова рама з жорсткими вузлами – шість ступенів свободи в вузлі (X, Y, Z, U<sub>x</sub>, U<sub>y</sub>, U<sub>z</sub>). У цьому випадку буде в повній мірі враховано сумісна робота елементів каркасу.

### 2.2.2 Збір навантажень

Значення діючих навантажень визначимо для чотирьох завантажень:

а) при дії розрахункової постійного навантаження;

б) при дії розрахункової повної сніговий (тимчасової) навантаження на покриття – для розрахунку з урахуванням тривалості дії навантаження коефіцієнт тривалості дорівнює 0,5;

в) при дії розрахункової корисною на перекриття – для розрахунку з урахуванням тривалості дії навантаження коефіцієнт тривалості дорівнює 0,7;

г) при дії нормативної вітрового навантаження для перевірки переміщень.

Навантаження від дії вітру при висоті будівлі до 40 м можна враховувати без пульсаційної складової.

Снігове навантаження визначається відповідно до характеристичного значення снігового навантаження для міста Охтирка [27] – 160,0 кг/м<sup>2</sup>. Снігове навантаження на 1м<sup>2</sup> площі горизонтальної проекції покриття визначається за вказівками [27].

Коефіцієнт  $\mu$ , переходу від ваги снігового покриву ґрунту до снігового навантаження на покриття приймається рівним 1,0, відповідно до вказівок [11] (номер схеми 1а, покрівля плоска).

Розрахункова снігове навантаження на покриття для другого варіанту розрахунку дорівнює:

$$S = \mu S_0 = 1.0 \cdot 1.60 = 1.60 \text{ кН/м}^2$$

де  $S_0 = 1.60 \text{ кПа}$  – вага снігового покриву на 1м<sup>2</sup> горизонтальної поверхні землі, приймається за даними додатку Е [11] – для м. Охтирка. Для врахування тривалості дії навантаження приймемо, що тривале й короткочасне снігове навантаження рівні половині від повного:

$$S_{long} = S_{short} = 0.5S = 0.5 \cdot 1.60 = 0.8 \text{ кН/м}^2$$

Таблиця 2.12 Збір навантажень на покриття

Вид навантаження та розрахунок	Характеристичне навантаження кН/м <sup>2</sup>	Коеф. надійності за навантаженням $\gamma_f$	Розрахункове навантаження кН/м <sup>2</sup>
<b>1. Постійне</b>			
1   Захисний шар з гравію на бітумній мастиці - 10мм, $\rho = 16$ кН/м <sup>3</sup>	$16 \cdot 0,01 = 0,16$	1,1	0,176
2   3 Шару наплавляемого рулонного бітумно-полімерного матеріалу "Техноеласт-ЕКП" - $g_1 = 0.012$ кН/м <sup>2</sup>	$3 \cdot 0,012 = 0,036$	1,2	0,043
3   Цементно-піщана стяжка $\delta = 40$ мм, $\rho = 18$ кН/м <sup>3</sup>	$18 \cdot 0,04 = 0,72$	1,1	0,792
4   Утеплювач - РУФ БАТТС -200мм, $\rho = 3$ кН/м <sup>3</sup>	$3 \cdot 0,2 = 0,6$	1,2	0,72
5   Цементно-піщана стяжка $\delta = 40$ мм, $\rho = 18$ кН/м <sup>3</sup>	$18 \cdot 0,04 = 0,72$	1,1	0,792
6   Сітка 100/100/5/5 -5мм, $\rho = 3,168$ кН/м <sup>3</sup>	3,168	1,1	3,45
7   Керамзитовий гравій по ухилу 300мм, $\rho = 12$ кН/м <sup>3</sup>	$12 \cdot 0,30 = 3,6$	1,1	3,96
8   Пароізоляція $g_1 = 0.012$ кН/м <sup>2</sup>	0,012	1,2	0,014
9   Монолітна з / б плита $\delta = 200$ мм, $\rho = 25$ кН/м <sup>3</sup>	$25 \cdot 0,20 = 5,0$	1,1	5,5
<b>ВСЬОГО</b>	<b>13,116</b>		<b>14,457</b>
<b>2. Тимчасові</b>			
1   Снігове	1,60	1,14	1,82
<b>ВСЬОГО</b>	<b>14,79</b>		<b>16,86</b>

Таблиця 2.13 Збір тимчасових навантажень

Вид навантаження та розрахунок	Характеристичне навантаження, кН/м <sup>2</sup>	Коеф. надійності за навантаженням, $\gamma_f$	Розрахункове навантаження кН/м <sup>2</sup>
2. Тимчасові			
1 Корисне (службові приміщення адміністративного персоналу)	2,0		2,6
в тому числі:			
- тривале	1,3	1,3	1,69
- короткочасне	0,7	1,3	0,91
2 Коридори і сходи	3,0	1.1	3,3
3 технічний поверх	2,0	1.1	2,2
4 горіщні приміщення	0,70	1.3	0,91
5 Балкони (полосова навантаження шириною $b = 0,8$ м)	4,0	1.1	4,4

*Вітрове навантаження.*

Вітрове навантаження на висоті  $z$  над поверхнею землі визначається за [11]:

$$\omega_m = \omega_0 \cdot k \cdot c_e$$

де  $\omega_0$  – нормативне значення вітрового тиску, яке визначається за додатком Е [11] для м. Охтирка Сумської області:  $\omega_0 = 0,36$  кПа (0,36 кН/м<sup>2</sup>);

$k$  – коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску по висоті, що приймається у відповідності з [11] для типу місцевості «В»

$c_e$  – аеродинамічний коефіцієнт: навітряна поверхня –  $c_e = 0,8$ ; підвітряного поверхню –  $c_e = 0,6$ .

Розподілена по висоті вітрове навантаження приводиться до вузлової по еквівалентному моменту. Вузлові навантаження визначаються за формулою:

$$F = \omega_0 \cdot k \cdot c_e \cdot \gamma_f \cdot H_f \cdot B$$

де  $\gamma_f$  – коефіцієнт надійності за навантаженням,  $\gamma_f = 1,4$ ;

$H_f$  – висота поверху, який приймає рівній сумі половини висоти поверхів, розташованих нижче і вище розглянутого вузла;

$B$  – ширина вітрового фронту (крок поперечних стін).

Таблиця 2.14 Значення статичної складової вітрового тиску

Навітряна сторона будівлі		
Висоти (м)	Характеристичне значення вітрового тиску (кН/м <sup>2</sup> )	Розрахункове значення вітрового тиску (кН/м <sup>2</sup> )
0	0.12	0.17
5	0.12	0.17
10	0.16	0.22
15	0.18	0.26
20	0.21	0.29
Підвітряного боку будівлі		
Висота (м)	Нормативне значення вітрового тиску (кН/м <sup>2</sup> )	Розрахункове значення вітрового тиску (кН/м <sup>2</sup> )
0	-0.09	-0.13
5	-0.09	-0.13
10	-0.12	-0.16
15	-0.14	-0.19
20	-0.15	-0.22

## Коефіцієнти поєднання за навантаженнями.

Коефіцієнт надійності за I рівнем відповідальності будівлі:  $\gamma_n = 1$ .

Коефіцієнт поєднання по заданій площі визначаємо за формулою відповідно з [27]:

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{A}{A_1}}};$$

За величину  $A$  у формулі приймаємо мінімальну вантажну площу за планом будівлі. Значення коефіцієнта  $\psi_{A1}$ :

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{A}{A_1}}} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{36,3}{9}}} = 0,697$$

Згідно [11] при розрахунку колон, стін і фундаментів, що сприймають навантаження від двох й більше перекриттів, повні характеристичні значення корисного навантаження слід понижувати шляхом множенням на коефіцієнт сполучення  $\psi_{n1}$ :

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{\psi_{A1} - 0,4}{\sqrt{n}} = 0,4 + \frac{0,697 - 0,4}{\sqrt{4}} = 0,548;$$

де  $n$  – загальна кількість перекриттів, навантаження від яких враховуються при розрахунку перерізу колони, що розглядається.

При врахуванні поєднань навантажень, що включають постійні та не менш двох тимчасових, розрахункові значення тимчасових навантажень або відповідних їм зусиль множаться на коефіцієнти сполучень, які становлять для тривалих навантажень  $\psi_1 = 0,95$ ; для короткочасних –  $\psi_2 = 0,9$ .

## 2.2.3 Розрахунок фундаментів

### 2.2.3.1 Прив'язка будівлі, що проектується, до існуючого рельєфу будівельного майданчика

Природний рельєф будівельного майданчика з розмірами  $AB \times CO = 61 \times 90,6$  м має незначний перепад висот за абсолютними відмітками. Перепад висот має місце в межах довжини будівлі й становить

$155,20 - 153,75 = 1,45$  м. Це свідчить про те, що природний рельєф майданчика є спокійним.

Ухили будівельного майданчика за східним та південним напрямком складають відповідно:

- для ОС = 90,6м:  $(155,20 - 155,13) / 90,6 = 0,00077$ ;

- для ОА = 61м:  $(155,20 - 153,75) / 61 = 0,023$

Із умови забезпечення вільного стікання атмосферних опадів призначаємо ухил за проектом обома напрямками **0,02**.

Тоді значення червоних відміток для кутів будмайданчика будуть:

$$R_0 = 155,20 \text{ м};$$

$$R_A = 155,20 - 0,02 \cdot 61 = 153,98 \text{ м};$$

$$R_B = 155,20 - 0,02 \cdot (61 + 90,6) = 152,17 \text{ м};$$

$$R_C = 155,20 - 0,02 \cdot 90,6 = 153,39$$

Те ж для кутів будівлі:

$$m.1: x = 29,1 \text{ м}, y = 46,15 \text{ м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (29,1 + 46,15) = 153,69 \text{ м};$$

$$m.2: x = 29,1 \text{ м}, y = 30,51 \text{ м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (29,1 + 30,51) = 154,01 \text{ м};$$

$$m.3: x = 43,72 \text{ м}, y = 30,51 \text{ м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (43,72 + 30,51) = 153,72 \text{ м};$$

$$m.4: x = 43,72 \text{ м}, y = 9,98 \text{ м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (43,72 + 9,98) = 154,13 \text{ м};$$

$$m.5: x = 59,36 \text{ м}, y = 9,98 \text{ м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (59,36 + 9,98) = 153,81 \text{ м};$$

$$m.6: x = 59,36 \text{ м}, y = 30,51 \text{ м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (59,36 + 30,51) = 153,40 \text{ м};$$

$$m.7: x = 65,33 \text{ м}, y = 30,51 \text{ м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (65,33 + 30,51) = 153,28 \text{ м};$$

$$m.8: x = 65,33 \text{ м}, y = 46,15 \text{ м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (65,33 + 46,15) = 152,97 \text{ м};$$

$$m.9: x = 59,36 \text{ м}, y = 49,08 \text{ м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (59,36 + 49,08) = 153,03 \text{ м};$$

$$m.10: x = 48,35 \text{ м}, y = 54,25 \text{ м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (48,35 + 54,25) = 153,15 \text{ м};$$

$$m.11: x = 37,85 \text{ м}, y = 49,08 \text{ м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (37,85 + 49,08) = 153,46 \text{ м};$$

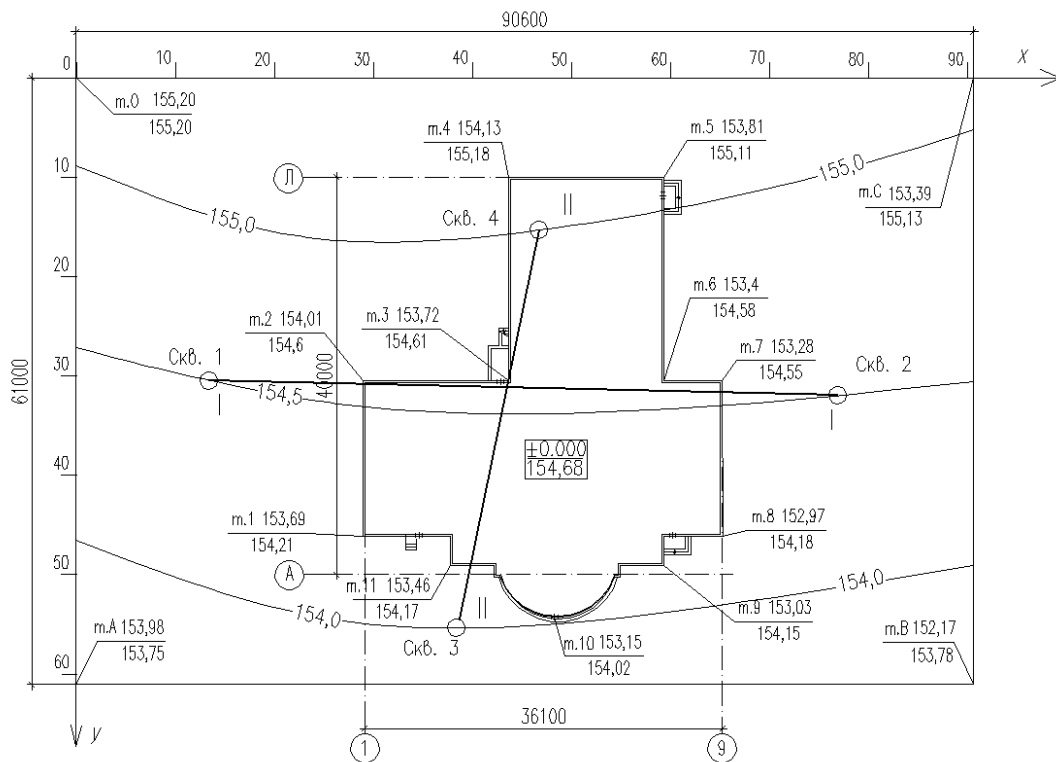


Рис.2.40 До визначення вертикальної прив'язки будівлі, що проектується  
 Абсолютна позначка чистої підлоги 1 – го поверху становить :

$$\pm 0.000 = 154,13 + 0,55 = 154,68 \text{ м.}$$

### 2.2.3.2 Оцінювання інженерно-геологічних й гідрогеологічних умов майданчика будівництва

Оцінювання інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов будівельного майданчика полягає наступному:

- уточнення назв кожного інженерно-геологічного елементу;
- визначення характеристик ґрунтів й початкового розрахункового їх опору.

### 2.2.3.3 Розрахунок характеристик ґрунтів

Розрахунок виконується згідно порядку залягання ІГЕ ґрунту від поверхні землі. Розрахунок виконується за другою свердловиною, оскільки вона розташована найближче до розрахункового перерізу.

1. ІГЕ – 1. Потужність шару  $h_1 = 2,0\text{ м}$ . Проба взята з глибини  $h'_1 = \frac{h_1}{2} = 1,0\text{ м}$ .

Грунт – торф.

2. ІГЕ – 2. Потужність шару  $h_2 = 0,5\text{ м}$ . Проба взята з глибини  $h'_2 = 2,0 + \frac{0,5}{2} = 2,25\text{ м}$ . Грунт зв'язаний.

Визначимо назву ґрунта за числом пластичності:

$$J_p = W_L - W_p = 34 - 16 = 18$$

Оскільки  $J_p = 18 > 17$ , то ґрунт – глини.

Визначимо різновидність ґрунту за консистенцією за показником текучості:

$$J_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{W - W_p}{J_p} = \frac{24 - 16}{18} = 0,444$$

Оскільки  $0,25 < J_L = 0,444 < 0,5$ , то це глини тугопластичні.

Визначимо  $e$ :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1 = \frac{2,78}{2} (1 + 0,24) - 1 = 0,724$$

Обчислимо ступінь вологості:

$$S_r = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,24 \cdot 2,78}{0,724 \cdot 1} = 0,922$$

За відносними деформаціями просідання ґрунту при  $P_0 = 300\text{ кПа}$ , в залежності від умови  $e_{sl} = 0,008 \leq 0,01$ , отже, глина є непросадочною.

За показником відносних деформацій набухання ґрунту залежно від умови  $e_{sw} = 0,025 \leq 0,04$ , вказує на те, що глина є ненабухаючим типом ґрунту.

**Висновок:** Шар ІГЕ – 2 являє собою тугопластичні глини, непросадочні, з модулем деформації  $E_0 = 21\text{ МПа}$ . Початковий розрахунковий опір  $R_0 = 290\text{ кПа}$ .

4. Шар ІГЕ – 3. Потужність шару становить  $h_3 = 4,0\text{ м}$ . Проба взята з

глибини  $h'_3 = 2,0 + 0,5 + \frac{4,0}{2} = 4,5\text{ м}$ . Грунт є зв'язаним.

Визначимо назву ґрунту за величиною числа пластичності.

$$J_p = W_L - W_p = 34 - 20 = 14$$

Оскільки  $7 < J_p = 14 < 17$ , то ґрунт є суглинком.

Визначимо різновид ґрунту згідно його консистенції за показником текучості:

$$J_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{W - W_p}{J_p} = \frac{21 - 20}{14} = 0,074$$

Оскільки  $0 < J_L = 0,074 < 0,25$ , то цей ґрунт є суглинком напівтвердим.

Визначимо величину коефіцієнта пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1 = \frac{2,66}{1,91} (1 + 0,21) - 1 = 0,685$$

Визначимо ступінь вологості:

$$S_r = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,21 \cdot 2,66}{0,685 \cdot 1} = 0,815$$

За відносними деформаціями ґрунта при  $P_0 = 300 \text{ кПа}$ , в залежності із умовою  $e_{sl} = 0,007 \leq 0,01$ , шар являє собою суглинок непросадочний.

За показником відносних деформацій величина набухання ґрунту визначається за умовою  $e_{sw} = 0,029 \leq 0,04$ . Отже суглинок характеризується властивістю ненабухання.

Висновок: Шар ІГЕ-3 являє собою суглинок напівтвердий. Ґрунт насичений водою, має непросадочні характеристики. Модуль деформації становить  $E_0 = 19 \text{ МПа}$  й початковим розрахунковим опором  $R_0 = 240 \text{ кПа}$

4. Шар ІГЕ-4: Потужність шару сягає  $h_4 = 5,2 \text{ м}$ . Проба взята із глибини  $h'_4 = 2,0 + 0,5 + 4,0 + \frac{5,2}{2} = 9,1 \text{ м}$ . Отже, ґрунт є зв'язаним.

Визначимо вид ґрунту за числом пластичності.

$$J_p = W_L - W_p = 22\% - 15\% = 7\%$$

Оскільки  $1 < J_p = 7 < 7$ , то ґрунт відноситься до супісєй.

Встановимо різновид ґрунту за консистенцією згідно показника текучості:

$$J_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{W - W_p}{J_p} = \frac{18 - 15}{7} = 0,429$$

Оскільки  $0,25 < J_L = 0,429 < 0,5$  то відносимо шар ґрунту до супісі тугопластичної.

Встановимо величину коефіцієнта пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1 = \frac{2,6}{1,96} (1 + 0,18) - 1 = 0,565$$

Визначимо величину ступеня вологості:

$$S_r = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,18 \cdot 2,6}{0,565 \cdot 1} = 0,828$$

За відносними деформаціями набухання ґрунту в залежності від умови:  $e_{sw} = 0,025 \leq 0,04$ , то це є супісь ненабухаюча.

Висновок: Шар ІГЕ – 4 є ґрунтом супіском тугопластичним непросадочним, з модулем деформації  $E_0 = 16$  МПа і початковим розрахунковим опором  $R_0 = 220$  кПа

5. Шар ІГЕ-5. Потужність шару становить 7,8 м. Проба взята із глибини

$$h'_5 = 2,0 + 0,5 + 4,0 + 5,2 + \frac{7,8}{2} = 15,6 \text{ м. Ґрунт є зв'язаним.}$$

Визначимо назву ґрунту за числом пластичності.

$$J_p = W_L - W_p = 44 - 21 = 23$$

Оскільки показник  $J_p = 23 > 17$ , то ґрунт можна віднести до глинистих ґрунтів.

Визначимо вид ґрунта за консистенцією й за значенням текучості:

$$J_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{W - W_p}{J_p} = \frac{25 - 21}{23} = 0,174$$

Так як  $0 < J_L = 0,174 < 0,25$ , ґрунт відносимо до глинистих ґрунтів напівтвердих.

Визначаємо величину коефіцієнту пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1 = \frac{2,68}{2} (1 + 0,25) - 1 = 0,675$$

Обчислимо показник ступеня вологості:






$$S_r = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0.25 \cdot 2.68}{0.675 \cdot 1} = 0.993$$

За відносними деформаціями набухання ґрунтових мас в за умовою  $e_{sw} = 0.04 \leq 0.04$ , визначили, що шар – глина, яка не набухає.

**Висновок:** Шар ІГЕ – 5 це ґрунт – глина напівтверда з непросадочними характеристиками з модулем деформування  $E_0 = 25$  МПа та початковим розрахунковим опором  $R_0 = 290$  кПа.

Результати розрахунку заносимо до таблиці 2.1.

*Таблиця 2.15 Фізико-механічні характеристики ґрунта*

№ ІГЕ	Умов. познач.	Найменування ґрунту та його стан	$h_i$ , м	$J_{Pl}$ , %	$J_{Li}$	$e_i$	$S_{r1}$	$E_{0i}$ , МПа	$R_{0i}$ , кПа
ІГЕ-1		Торф	2,0	-	-	-	-	-	-
ІГЕ-2		Глина напівтверда	0,5	18	0,444	0,724	0,922	21	290
ІГЕ-3		Суглинок тугопластичний	4,0	14	0,074	0,685	0,815	19	240
ІГЕ-4		Супісок текучий, непросадочний	5,2	7	0,429	0,565	0,828	16	220
ІГЕ-5		Глина напівтверда	7,8	23	0,174	0,675	0,993	25	290

#### **2.2.3.4 Інженерно-геологічні розрізи**

Інженерно-геологічні розрізи наведено на рис. 2.41.

Інженерно-геологічний розріз  
I-I верт. 1:200, гор. 1:1000

Інженерно-геологічний розріз  
II-II верт. 1:200, гор. 1:1000

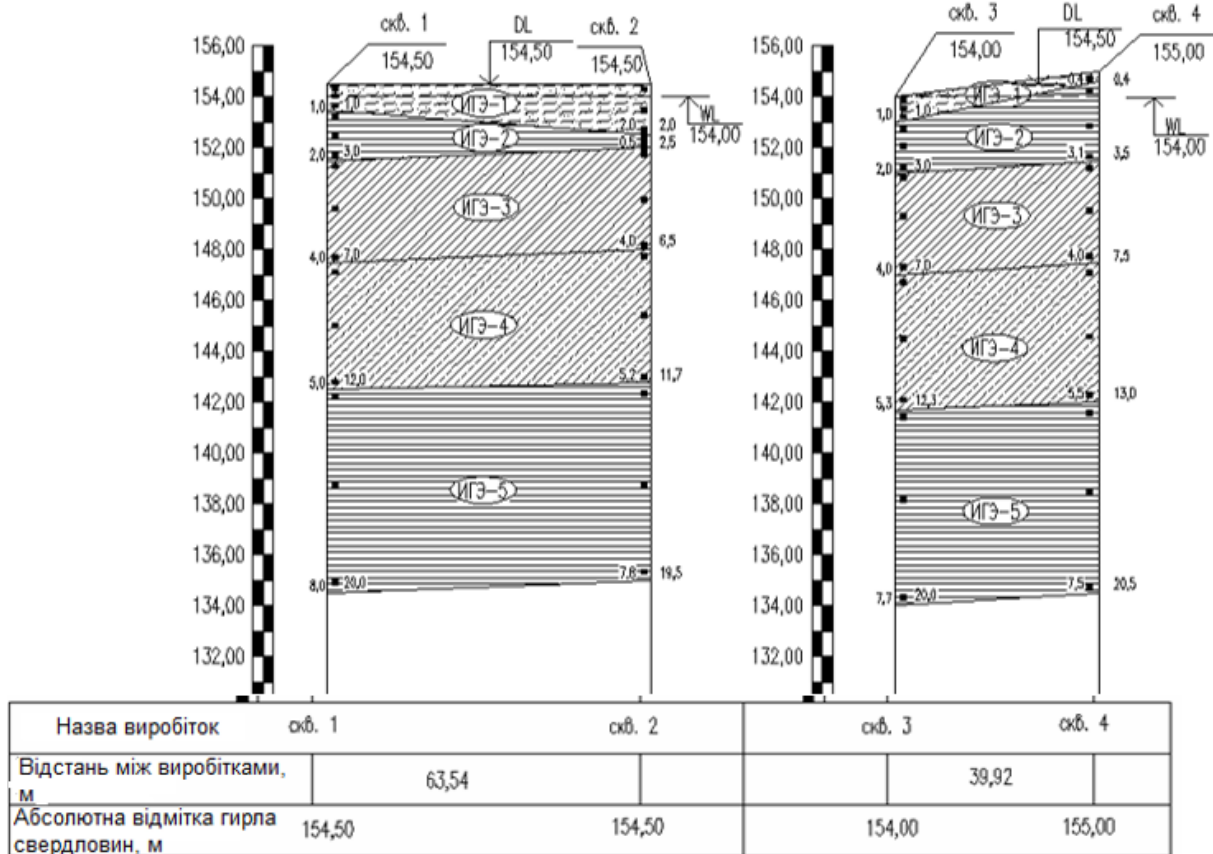


Рис.2.41 Інженерно-геологічні розрізи I-I та II-II

### 2.2.3.5 Варіанти можливих фундаментів

Геологічна товща будівельного майданчику сформована міцними ґрунтами. Вони забезпечують достатньо високий розрахунковий опір. Як несучий шар приймемо шар ІГЕ – 3. Під час проектування фундаментів були розглянуті наступні варіанти:

- фундаменти неглибокого закладання під колони,
- пальові фундаменти,
- стрічкові монолітні фундаменти під стіни підвалу.

Фундамент в пальовому вирішенні не є економічними. Інженерно-геологічні умови дають можливість прийняти фундамент неглибокого закладання (рис.2.3).

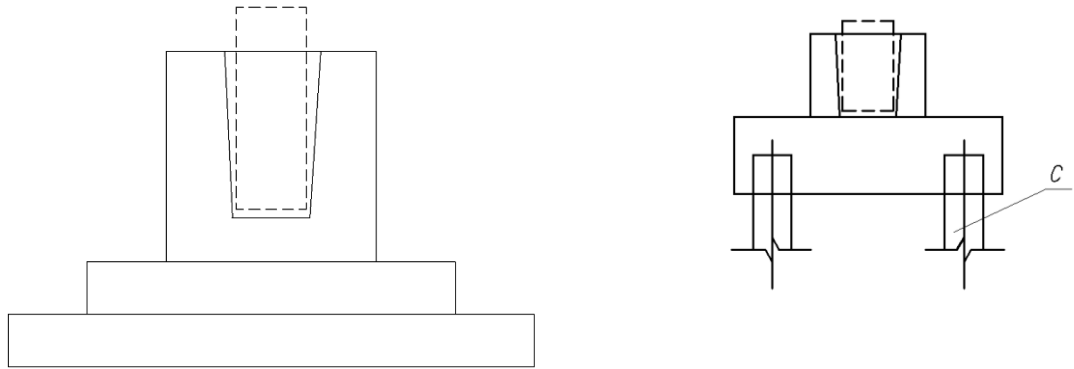


Рис. 2.42 Варіант фундаментів під колони (прийнято в проекті) – а; варіант пальового фундаменту, що теж є можливим варіантом – б

### 2.2.3.6 Розрахунок і проектування фундаментів мілкового закладення в перерізі I–I

Виконуємо розрахунок фундаментів в осях «Е» – «8» (ФМЗ-1) та в осях «Е»- «9» (ФМЗ-2).

Підвал запроєктовано. Потужність шару  $h_3=4,0$  м, початковий розрахунковий опір  $R_0 = 240$  кПа і модуль деформації ґрунту  $E_0 = 19$  МПа для ІГЕ – 3 є достатніми, щоб використовувати цей шар ґрунту як несучий. Призначаємо клас бетону фундаменту **C 16/20**. Товщину захисного шару прийmemo як  $a_s = 50$  мм. Залізобетонна колона, яка проектується, має переріз  $b_c \times h_c = 0,4 \times 0,6$  м.

Зробимо збір навантажень на  $36,3\text{ м}^2$  вантажний площі фундаменту в осях «Е»-«8».

Таблиця 2.16 Збір навантаження на  $36,3 \text{ м}^2$  вантажної площі для фундаменту в осях «Е»-«8»

Вид навантаження та розрахунок	Характеристичне навантаження, $\text{кН/м}^2$	Коефіцієнт надійності $\gamma_f$	Розрахункове Навантаження, $\text{кН/м}^2$	
1. Постійні:				
1	Захисний шар з гравію на бітумній мастиці - 10мм, $\rho = 16 \text{ кН/м}^3$	$16 \cdot 0,01 \cdot 36,3 = 5,81$	1,1	6,39
2	3 Шару наплавляемого рулонного бітумно-полімерного матеріалу "Техноеласт-ХКП" - $g_1 = 0,012 \text{ кН/м}^2$	$3 \cdot 0,012 \cdot 36,3 = 1,31$	1,2	1,57
3	Утеплювач - РУФ БАТТС - 200мм, $\rho = 3 \text{ кН/м}^3$	$3 \cdot 0,2 \cdot 36,3 = 21,78$	1,2	26,14
4	Цементно-піщана стяжка $\delta = 30 \text{ мм}$ , $\rho = 18 \text{ кН/м}^3$	$18 \cdot 0,03 \cdot 36,3 = 19,61$	1,1	21,56
5	Сітка 100/100/5/5 - 5мм, $\rho = 3,168 \text{ кН/м}^3$	$3,168 \cdot 36,3 = 114,99$	1,1	126,49
6	Керамзитовий гравій по ухилу 300мм, $\rho = 12 \text{ кН/м}^3$	$12 \cdot 0,30 \cdot 36,3 = 130,68$	1,1	143,75
7	Пароізоляція $g_1 = 0,012 \text{ кН/м}^2$	$0,012 \cdot 36,3 = 0,44$	1,2	0,53
8	Монолітна з / б плита $\delta = 200 \text{ мм}$ , $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$	$25 \cdot 0,20 \cdot 36,3 = 181,5$	1,1	199,65
9	Конструкція підлоги:	$1,425 \cdot 36,3 \cdot 4 = 206,92$	1,2	248,31
9.1	Лінолеум "Таркет" - $\delta = 2 \text{ мм}$ $\rho = 18 \text{ кН/м}^3$	$0,002 \cdot 18 = 0,036$	1,2	0,043
9.2	Мастика клеюча "Бустилат" - $\delta = 1 \text{ мм}$ $\rho = 9 \text{ кН/м}^3$	$0,001 \cdot 9 = 0,009$	1,2	0,011
9.3	Стяжка з цементно-піщаного розчину М150 - $\delta = 0,04 \text{ м}$ , $\rho = 18 \text{ кН/м}^3$	$0,04 \cdot 18 = 0,72$	1,1	0,792
9.4	Шар теплоізоляційний керамзитобетон - $\delta = 55 \text{ мм}$ $\rho = 12 \text{ кН/м}^3$	$0,055 \cdot 12 = 0,66$	1,1	0,726
10	Від перегородок	$0,575 \cdot 36,3 \cdot 4 = 83,48$	1,2	100,18
11	Монолітна з / б плита $b = 200 \text{ мм}$ , $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$ (4шт)	$0,2 \cdot 25 \cdot 36,3 \cdot 4 = 726$	1,1	798,6

12	Монолітна з / б другорядна балка $b = 250\text{мм}$ , $h = 500\text{мм}$ $\rho = 25 \text{кН/м}^3$ (4шт)	$25 \cdot 0,25 \cdot 0,5 \cdot$ $\cdot 12,05 \cdot 4 =$ $= 150,64$	1,1	165,71
13	Монолітна з / б колона $600 \times 400 \text{ мм}$ $h = 3,6\text{м}$ $\rho = 25 \text{кН/м}^3$	$25 \cdot 0,4 \cdot 0,6 \cdot 3,6 \cdot 4$ $= 86,4$	1,1	95,04
14	Власна вага монолітного з / б фундаменту $3000 \times 2100\text{мм}$ $h = 600\text{мм}$ , $\rho = 25 \text{кН/м}^3$	$25 \cdot 4,23 =$ $= 105,75$	1,1	116,33
ВСЬОГО		1921,71		2050,25
<b>2. Тимчасове</b>				
1	Снігове	$1,74 \cdot 36,3 =$ $= 60,98$	1/0,7	$2,4 \cdot 36,3 =$ $= 87,12$
2	Корисне	$2,0 \cdot 36,3 = 72,6$		
в тому числі:				
	- тривале:	$1,3 \cdot 36,3 = 47,19$	1,3	61,35
	- короткочасне:	$0,7 \cdot 36,3 = 25,41$	1,3	33,03
ВСЬОГО		2055,29		2231,75

### 2.2.3.7 Визначення висоти фундаменту (ФМЗ-1)

Розрахунок й проектування фундаменту ФМЗ – 1 в розрізі 1 – 1 здійснюємо за розрахунковим навантаженням, що діє на обріз фундаменту:

$$N_{II} = 2055,29 \text{кН}$$

$$M_{II} = 130 \text{кНм}$$

### 2.2.3.8 Визначення висоти фундаменту згідно із конструктивними вимогами

Визначаємо висоту фундаменту за алгоритмом згідно із конструктивними вимогами:

Призначаємо попередню висоту плитної частини фундаменту:  $d = 0,25 \text{ м}$ .

### 2.2.3.9 Визначення розрахункової висоти $d$ фундаменту

1. Уточнюємо потрібну робочу висоту плитної частини фундаменту:

$$d_{pl} = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_I}{\alpha \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b9} \cdot R_{bt} + p_{2p}}} = -\frac{0,4 + 0,6}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2231,75}{0,85 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 900 + 354,2}} = 0,48 \text{ м}$$

$$N_I = 2231,75 \text{кН}$$

$$p_{2p} = \frac{N_I}{b_f \cdot l_f} = \frac{2231,75}{2,1 \cdot 3} = 354,25 \text{кПа}$$

1. Обчислимо розрахункову висоту плитної частини фундаменту, що необхідна:

$$h_{pl} = h_{0pl} + a_s = 0.48 + 0.04 = 0.52 \text{ м} > 0,3 \text{ м} - \text{ умова виконується.}$$

Округляємо кратно показнику 0,15:  $h_{pl} = 0,6 \text{ м}$ .

2. Обчислимо розрахункову висоту фундаменту:

$$H_f = h_{pl} = 0,6 \text{ м}$$

Округляємо кратно значенню 0,3:  $H_f = 0,6 \text{ м}$ . Але за конструктивними вимогами мінімальна висота фундаменту становить  $H_f = 1.5 \text{ м}$ .

### 2.2.3.10 Визначення глибини закладання фундаменту «ФМЗ-1»

1. Визначаємо розрахункову глибину промерзання шару ґрунту, що є несучим :

$$d_f = k \cdot d_{fn} = 0,5 \cdot 1,65 = 0,825 \text{ м}, \text{ де}$$

$k$  – коефіцієнт, що враховує температурний режим будівлі,  $k = 0,6$

$d_{fn}$  – нормативна глибина промерзання ґрунту, що приймається в залежності від кліматичного району ( $d_{fn} = 0,95 \text{ м}$ ).

2. Встановлюємо, чи залежить глибина закладання фундаменту від глибини промерзання ґрунтів:  $d_f + 2 = 1,65 + 2 = 3,65 \text{ м}$ , оскільки  $d_w = 10 \text{ м} \geq d_f + 2 = 3,65 \text{ м}$ , то для несучого шару – суглинок напівтвердий, непросадочний, з модулем деформації  $E_0 = 19 \text{ МПа}$  й початковим розрахунковим опором  $R_0 = 240 \text{ кПа}$  – глибина закладення фундаменту  $d_1$  призначається не менше розрахункової глибини промерзання ґрунту  $d_f$ .

3. Глибина закладення фундаменту згідно із конструктивними вимогами:

$$d = h_{\text{ноос}} + h_{cf} + H_f + h_1 - h_u = 2,55 + 0,25 + 1,5 + 0,6 - 0,55 = 4,35 \text{ м}, \text{ де}$$

$H_f$  – висота фундаменту,  $H_f = 1,8 \text{ м}$

$h_1$  – товщина шару ґрунту від обрізу фундаменту до низу підлоги підвалу.

Приймаємо цю величину  $h_1 = 0,6 \text{ м}$ .

$h_{cf}$  – товщина конструкцій підлоги підвалу,  $h_{cf} = 0.25 \text{ м}$

$h_y$  – висота цоколю,  $h_y = 0,55\text{ м}$

Так як глибина промерзання ґрунту, що є розрахунковою, є меншою, ніж конструктивна глибина закладання фундаменту. Тоді як розрахункове значення глибини закладання фундаменту приймаємо більше із 2-х значень:  $d_1 = 4,35\text{ м}$ .

Абсолютна позначка підосви фундаменту становить:

$$FL = DL - d_1 = 154,5 - 4,35 = 150,15\text{ м}.$$

### 2.2.3.11 Визначення розмірів підосви фундаменту

Співвідношення сторін підосви фундаменту приймаємо в межах  $\eta = \frac{b_f}{l_f} = 0,8$ .

Визначимо попередні розміри підосви:

$$b_f = \sqrt{\frac{N_{II}}{\eta(R_0 - \gamma_{mt} \cdot d_1)}} = \sqrt{\frac{2055,29}{0,8(240 - 20 \cdot 4,35)}} = 3,2\text{ м}; \quad l_f = \frac{b_f}{\eta} = \frac{3,2}{0,8} = 4,08\text{ м}$$

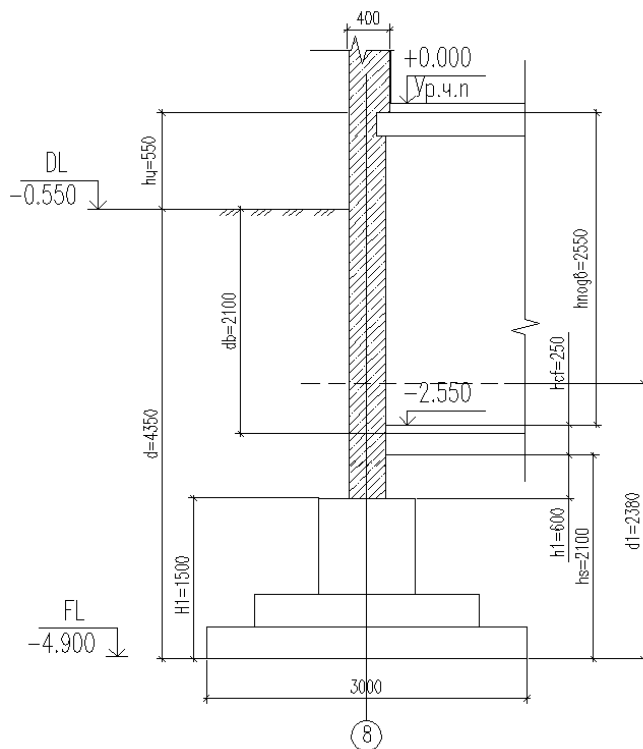


Рис 2.43 До визначення глибини закладання фундаменту згідно із конструктивними вимогами

Округляємо кратно 0,3:  $b_f = 3,3\text{ м}$ ,  $l_f = 3,9\text{ м}$ .

Визначимо співвідношення значень довжини будинку до його висоти:

$$\frac{L}{H} = \frac{40}{17,23} = 2,32$$

Уточнюємо опір ґрунту основи, що є розрахунковим:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma \cdot k_z \cdot b_f \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}]$$

$\gamma_{c1}$  й  $\gamma_{c2}$  – коефіцієнти умов роботи,  $k$  – коефіцієнт,  $k = 1$ , так як показники міцності визначені за допомогою випробувань;

$M_\gamma, M_q, M_c$  – коефіцієнти, які залежать від кута внутрішнього тертя несучого шару ґрунту,  $b_f$  – ширина підшви фундаменту,  $c_{II}$  – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, який залягає безпосередньо під підшовою,  $k_z = 1,0$ , тому ширина підшви фундаменту  $b_f = 3,3 < 10$  м;  $d_b$  – глибина підвалу, яка є відстанню від планувального рівня до рівня підлоги підвалу.

$$\gamma_{c1} = 1.2; \gamma_{c2} = 1; k = 1; \varphi = 24 \Rightarrow M_\gamma = 0.72; M_q = 3.86; M_c = 6.45; b_f = 3.3 \text{ м};$$

$$d_b = h_{\text{подс}} - h_u = 2.55 - 0.55 = 2.0 \text{ м}, d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 2.1 + \frac{0.25 \cdot 22}{19.29} = 2.38 \text{ м}$$

$$c_{II} = 25 \text{ кПа}; \gamma_2 = \rho_2 \cdot 10 = 20 \text{ кН/м}^3; \gamma_3 = \rho_3 \cdot 10 = 19.1 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_4 = \rho_4 \cdot 10 = 19.6 \text{ кН/м}^3; \gamma_5 = 20 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_{3/1}}{h_2 + h_{3/1}} = \frac{20 \cdot 0.5 + 19.1 \cdot 1.85}{0.5 + 1.85} = 19.29 \text{ кН/м}^3; \text{ , де } \gamma_1 \text{ – питома вага}$$

ґрунту структури, що не зруйнована;

ІГЕ-1,  $\gamma_{sbi}$  – питома вага ґрунту ІГЕ-і з урахуванням впливу води, що звіщує;

$\rho_{si}$  – щільність твердих часточок ґрунту ІГЕ-і,

$\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$  – питома вага води,  $e_i$  – коефіцієнт пористості ґрунту ІГЕ-і,

$d_1$  – наведена глибина закладення фундаменту від підлоги підвалу, де  $h_s$  – товщина шару ґрунту вище підшви фундаменту з боку підвалу (рис. 2.4).

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_3 h_{3/2} + \gamma_4 h_4 + \gamma_5 h_5}{h_{3/2} + h_4 + h_5} = \frac{19.1 \cdot 2.15 + 19.6 \cdot 5.2 + 20 \cdot 7.8}{2.15 + 5.2 + 7.8} = 19.73 \text{ кН/м}^3$$

$$R = \frac{1.0 \cdot 1.2}{1} [0.72 \cdot 1 \cdot 3.3 \cdot 19.73 + 3.86 \cdot 2.38 \cdot 19.29 + (3.86 - 1) \cdot 2.0 \cdot 19.29 + 6.45 \cdot 25] = 433.09 \text{ кПа}$$

5. Уточнюємо розміри фундаментної підшви:

$$b_f = \sqrt{\frac{N_{II}}{\eta(R - \gamma_{mt} \cdot d_1)}} = \sqrt{\frac{2055.29}{0.8(433.09 - 20 \cdot 4.35)}} = 3.17 \text{ м}; l_f = \frac{b_f}{\eta} = \frac{3.17}{0.8} = 3.92 \text{ м};$$

Округляємо кратно величині 0,3 й остаточно приймаємо розміри фундаменту ФМЗ-1:  $b_f = 3,0$  м,  $l_f = 3,9$  м.

6. Обчислюємо середнє значення тиску під підшовою центрально навантаженого фундаменту:

$$P_{\max}^{sp} = \frac{N_{II}}{b_f \cdot l_f} + \gamma_{mt} \cdot d + \frac{M_{II}}{W} = \frac{2055,29}{3,0 \cdot 3,9} + 20 \cdot 4,35 + \frac{130}{7,605} = 279,76 \text{ кПа}$$

$$W = \frac{b_f \cdot l_f^2}{6} = \frac{3,0 \cdot 3,9^2}{6} = 7,605 \text{ м}^3$$

$$P_{\min}^{sp} = \frac{N_{II}}{b_f \cdot l_f} + \gamma_{mt} \cdot d - \frac{M_{II}}{W} = \frac{2055,29}{3,0 \cdot 3,9} + 20 \cdot 4,35 - \frac{130}{7,605} = 245,27 \text{ кПа}$$

$$P_{cp} = \frac{P_{\max}^{sp} + P_{\min}^{sp}}{2} = \frac{279,76 + 245,27}{2} = 265,52 \text{ кПа}$$

$$P_{\max}^{sp} = 279,76 \text{ кПа} < 1,2 \cdot R = 1,2 \cdot 433,09 = 519,71$$

$$P_{\min}^{sp} = 245,27 \text{ кПа} > 0$$

$$P_{cp} = 265,52 \text{ кПа} < R = 433,09$$

$$\left| \frac{P_{cp} - R}{R} \right| \cdot 100\% = \left| \frac{265,52 - 433,09}{433,09} \right| \cdot 100\% = 10,51\% \approx 10\%$$

Всі умови виконуються, отже, розміри підшови фундаменту підібрані правильно.

Остаточні розміри підшови фундаменту:  $b_f = 3,0$  м,  $l_f = 3,9$  м.

### 2.2.3.12 Обчислення ймовірного осідання фундаменту (ФМЗ – 1)

Обчислимо ординати епюр природного тиску  $\sigma_{zg}$  та допоміжної епюри

$0,2\sigma_{zg}$ :

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zgi-1} + \gamma_{li} \cdot h_i$$

де  $h_i$  – товщина  $i$  – го шару ґрунту;  $\gamma_{li}$  – питома вага  $i$ -го шару ґрунту (при наявності підземних вод, ця величина визначається з урахуванням вагової дії води). Точка «0» – на поверхні землі:

$$\sigma_{zg} = 0; \quad 0,2\sigma_{zg} = 0;$$

Точка «1» – на границі 2-го та 3-го шарів:  $\sigma_{zg0} = 20 \cdot 2,5 = 50 \text{кПа}$ ;  
 $0,2\sigma_{zg0} = 10 \text{кПа}$ ;

Точка «2» – на межі підшви фундаменту:  
 $\sigma_{zg1} = \sigma_{zg0} + \gamma_{sg3} \cdot h_{3/1} = 50 + 19,1 \cdot 1,85 = 85,34 \text{кПа}$ ;  $0,2\sigma_{zg1} = 17,17 \text{кПа}$ ;

Точка «3» – на границі 3-го та 4-го шарів:

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_3 \cdot h_{3/2} = 85,34 + 19,1 \cdot 2,15 = 126,41 \text{кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg2} = 25,28 \text{кПа};$$

Точка «4» – на границі 4-го та 5-го шарів:

$$\sigma_{zg3} = \sigma_{zg2} + \gamma_4 \cdot h_4 = 126,41 + 19,6 \cdot 5,2 = 228,33 \text{кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg3} = 45,67 \text{кПа};$$

Точка «5» – на межі 5-го шару:

$$\sigma_{zg4} = \sigma_{zg3} + \gamma_5 \cdot h_5 = 228,33 + 20 \cdot 7,8 = 384,33 \text{кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg4} = 76,87 \text{кПа};$$

Визначимо додатковий вертикальний тиск на основу від будівлі або споруди по підшві фундаменту:

$$p_0 = p - \sigma_{zg1} = 265,52 - 85,34 = 180,18 \text{кПа}$$

Розшаруємо товщу ґрунта під підшвою фундаменту на елементарні смуги:

$$\Delta_i = (0,2 \div 0,4) \cdot b_f = 0,2 \cdot b_f = 0,2 \cdot 3,0 = 0,6 \text{м}$$

$$\xi = 2z_i / b_f = 0,666z_i$$

Визначаємо додаткові вертикальні нормальні  $\sigma_{zp}$  напруження на глибині  $z_i$  від підшви фундаменту:

$$\sigma_{zp} = \alpha_i \cdot p_0$$

За отриманими даними будуємо епюру додаткових вертикальних напружень  $\sigma_{zp}$ , виникають під підшвою фундаменту.

Розраховуємо осідання та всі обчислення виконуємо в табличній формі (табл.2.6).

Таблиця 2.17 Обчислення ймовірного осідання фундаменту ФМЗ – 1

№ ПГЕ	Найменування ґрунту і його стан	Потужність шару, $h_i$	$\Delta_i$ , м	$z_i$ , м	$\xi_i$	$\alpha_i$	$\sigma_{zpi}$ , кПа	$\sigma_{zpi}^{cp}$ , кПа	$E_{0,i}$ , кПа
ПГЕ-3	Суглинок тугопластичний	2,15	0.00	0.00	0.00	1.000	180,18		19000
			0.6	0,6	0,4	0,972	175.13	177.66	
			0.6	1,2	0,8	0,848	152.79	163.96	
			0.6	1,8	1,2	0,682	122.88	137.84	
			0,35	2,15	1,43	0,615	110.81	116.85	
ПГЕ-4	Супісок текучий, непросадочний	5,2	0.25	2,4	1,6	0,532	95.86	103.33	16000
			0,6	3,0	2	0,414	74.59	85.23	
			0,6	3,6	2,4	0,325	58.56	66.58	
			0,6	4,2	2,8	0,260	46.85	49.64	
			0,6	4,8	3,2	0,210	37.84	42.34	
			0,6	5,4	3,6	0,173	31.17	34.50	
			0,6	6,0	4,0	0,161	29.01	30.09	

Визначимо показник загального осідання згідно із формулою:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i}^{cp} \Delta_i}{E_{0,i}}$$

$$s_3 = \frac{0.8}{19000} [(177,66 + 163,96 + 137,84) \cdot 0.6 + 116,85 \cdot 0.35] = 0.0138 \text{ м} = 1,38 \text{ см}$$

$$s_4 = \frac{0.8}{16000} [103,33 \cdot 0.25 + (85,23 + 66,58 + 49,64 + 42,34 + 34,50) \cdot 0.6] = 0.0105 \text{ м} = 1,05 \text{ см}$$

Порівнюємо розрахункову величини ймовірного осідання  $S$ , що отримали за розрахунком, зі значенням граничних деформацій земної поверхні  $S_u$ , що прийнято залежно від конструктивної схеми будівлі:  $s = s_3 + s_4 = 1,38 + 1,05 = 2,43 \text{ см} < s_u = 8 \text{ см}$

Умова виконується.



### **РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ**

### **3.1. Підготовка об'єкта будівництва**

#### **3.1.1. Умови здійснення будівництва**

Будівельний майданчик, що виділено під забудову міського відділу поліції, в м. Охтирка, відноситься до першого будівельно-кліматичного району згідно [28]. Виходячи з цього, приймаємо:

- розрахункову температуру **+28°C** влітку та **- 29 °C** взимку;
- сніговий покрив – **1600 Па**.

Ділянка під забудову розташована під невеликим ухилом. Ухил знаходиться в межах 4 – 10%. Перепад відміток невеликий.

Ґрунтові умови ділянки, що відведена під будівництво, характеризується наступними параметрами:

- глибина промерзання ґрунту – **0,95 м**;
- рівень ґрунтових вод – на глибині **4,2 м**.

Логістика, джерела енергопостачання та газопостачання здійснюються в межах міста Охтирки.

Людський ресурс міста Охтирка, а також комунальний транспорт для доправлення робітників на будмайданчик.

### **3.2. Технологія виконання будівельних процесів - розробка технологічної карти на бетонування монолітного перекриття**

#### **3.2.1 Область застосування та призначення технологічної карти**

Типова технологічна карта розроблена для бетонування монолітних перекриттів.

При влаштуванні монолітних бетонних та залізобетонних конструкцій необхідно керуватися Будівельними нормами та правилами та вимогами проекту виконання робіт. Якість виконання опалубних, арматурних та бетонних робіт визначають загальний технічний рівень зведення конструкцій, його надійність та довговічність. Використання прогресивної технології та організацій праці, засобів комплексної механізації сприяють підвищенню якості

робіт та скорочення термінів зведення конструкцій. Визначальний вплив на інтенсивність зведення монолітних конструкцій надає комплексний підхід у забезпеченні технологічності всіх переділів та оснащення виробництва економічними засобами комплексної механізації робіт. Особлива увага при зведенні монолітних конструкцій приділяється інтенсифікації процесів твердіння бетону.

Підвищення якості конструкцій безпосередньо пов'язане з дотриманням норм точності на операції монолітного будівництва:

- геодезичні та монтажні роботи, облік відомих допусків на виготовлення елементів та деталей, що визначають на даному етапі експлуатації оснастки;
- монтаж арматури та точність фіксації положення робочих стрижнів;
- пошарове укладання та ущільнення суміші;
- режими теплової обробки та витримування бетону.

Підвищення якості монолітних конструкцій пов'язане з дотриманням точності технологічного процесу зведення елементів та характеристик якості контролю.

Точність технологічних процесів при виконанні робіт призначається в залежності від виду конструкцій та впливу відхилень на точності зведення поверхів, що лежать вище.

Якість опалубних робіт має постійно контролюватись. Інструментальний контроль опалубних систем слід виконувати не рідше ніж через кожні 20 оборотів, а для елементів з деревини - через кожні 5 оборотів. При контролі та прийманні опалубки перевіряють: жорсткість та геометричну незастосовність всієї системи та правильність монтажу підтримуючих елементів; щільність щитів опалубки та стиків сполучень між собою та з раніше покладеним бетоном; поверхні опалубки та їх положення щодо проектних осей конструкцій.

У процесі бетонування необхідно вести безперервне спостереження за станом опалубки, що підтримують елементів та кріплень. Якість конструкцій визначається точністю і незмінністю положення арматурного заповнення,

дотриманням вимог на зміну технологічних властивостей бетонної суміші, що укладається, і режимів ущільнення.

Аналіз фактичного стану точності виготовлення конструкцій показав, що статистичне розсіювання відхилень від номінальних геометричних розмірів конструкцій суттєво перевищує вимоги норм та свідчить про досить низький рівень технології.

Більш жорсткі вимоги з припущень слід призначати при зведенні багатоповерхових будівель та споруд, у тому числі у монолітному будівництві. Підвищені вимоги повинні пред'являтися технології влаштування деформаційних, осадових, температурних та усадкових швів. Деформаційні шви виконують матеріалами, що легко деформуються; резинобітумними, бітумнополімерними мастиками, тіоколовими герметиками і т.п.

При бетонуванні конструкцій неминучі технологічні перерви. У цих випадках влаштовують робочі шви. Вони виключають переміщення поверхонь, що стикаються, відносно один одного і не знижують несучої здатності конструкцій. Розташування робочих швів призначається в місцях, де найменший згинальний момент або сила, що перерізує. При перерві в бетонуванні більше двох годин відновлюють укладання тільки після набору міцності не менше 1,5 МПа, так як при міцності нижче 1,5 МПа подальше укладання призводить до порушення структури раніше покладеного бетону в результаті динамічного впливу вібраторів та інших механізмів. Перед поновленням бетонування очищають поверхню бетону. Для кращого зчеплення раніше покладеного бетону зі свіжим робочими швами по горизонтальних і похилих поверхнях очищають від цементної плівки водяним або повітряним струменем, металевими щітками або механічними фрезами. Потім покривають цементним розчином шаром завтовшки 1,5–3 см, щоб заповнити всі нерівності.

Бетонну суміш укладають горизонтальними шарами, причому вона повинна щільно прилягати до опалубки, арматури та закладних деталей споруди. Шари укладають лише після відповідного ущільнення попереднього. Для однорідного ущільнення необхідно дотримуватися відстані між кожною

установкою вібратора. Товщину бетонованого шару встановлюють із розрахунку глибини вібраційного опрацювання: не більше 1,25 довжини робочої частини вібратора при ручному вібруванні та до 100 см – при використанні навісних вібраторів та вібропакетів.

При зведенні потужних конструкцій рекомендується ступінчасте бетонування. Тривалість укладання кожного шару має перевищувати час схоплювання у попередньому шарі. У кожному конкретному випадку час укладання та перекриття шарів призначає лабораторія з урахуванням температурних факторів та характеристик суміші.

При ущільненні шару, що укладається, глибинний вібратор повинен проникати на 10–15 см в раніше покладений шар і розріджувати його. Цим досягається більш висока міцність з'єднання шарів. Якщо при зануренні вібратора раніше покладений шар утворюються незапливаючі виїмки, що свідчить про утворення кристалізаційної структури бетону, то бетонування припиняють і влаштовують робочий шов.

Для ритмічної роботи з будівництва монолітних конструкцій потрібен розрахунковий нормокомплект опалубки. Для умов виконання робіт на декількох об'єктах при бетонуванні різнотипних конструкцій комплект опалубки визначають залежно від змінного вироблення, співвідношення обсягів конструкцій, що бетонуються, і модулів їх поверхні.

### **3.2.2 Визначення складу та об'ємів будівельно-монтажних робіт**

В таблиці 3.1 –3.3 наведено перелік робіт, що виконуються, склад бригади, витрати праці на 1,5 м<sup>3</sup> бетону та на 10 м<sup>2</sup> опалубки.

Таблиця 3.1 Склад бригади та перелік робит, що виконуються

N ланки	Спеціальність	Кол-во	Процеси, що виконуються
1	Монтажник 5 розр.	1	Монтаж ферм, опалубки
	Зварювальник 5 розр.	1	Кріплення та зрізання ферм
	Тесляр 3 розр.	1	Збирання, розбирання опалубки
	Тесляр 2 розр.	1	Збирання, розбирання опалубки
2	Бетонувальник 4 розр.	1	Подача бетону
	Бетонувальник 2 розр.	2	Укладання бетону
	Машиніст 5 розр.	1	Подача бетону
3	Арматурник 4 розр.	1	Установка арматурних каркасів і сіток
	Арматурник 2 розр.	3	

Таблиця 3.2 Витрати праці на 1,5 м<sup>3</sup> бетону

N з/п	Назва робіт	Час, хвил.															Тривалість хвил.	Витрати праці люд.-хвил.	
		2	4	6	8	10	12	14	16	18									
1	Графік процесу бетонування...																	5	5
2	Подача бетонної суміші до опалубки																	7	7
3	Укладання бетонної суміші																	6	12
4	Ущільнення бетонної суміші																	6	12
5	Підготовка до прийому бетонної суміші																	8	8
Всього на 1,5 м <sup>3</sup> бетону																	44		

Таблиця 3.3 Витрати праці на блок опалубки (10 м<sup>2</sup>)

N з/п	Назва робіт	Тривалість хвил.	Витрати праці люд.-хвил.
1	Підноска нижніх зв'язів	5	10
2	Встановлення нижніх зв'язів	10	20
3	Розмітка місць розташування балок	4	8
4	Наставлення цнища балок	7	14
5	Встановлення нижніх бортових дощок балок	10	20
6	Встановлення спідок	15	30
7	Встановлення інших бортових дощок	15	30
8	Встановлення притискових зв'язів	6	12
9	Встановлення крузів	5	10
10	Наставлення палуби опалубки перекриття	15	30
11	Перевірка правильності складання	3	6
Всього на блок опалубки (10м <sup>2</sup> )			190

### 3.2.3 Організація та технологія виконання робіт

1. Бетонування перекриттів виконується з використанням переставної опалубки по захваткам, після виконання монолітних стін та колон до нижньої позначки перекриття.
2. До початку бетонування перекриттів на кожній захватці необхідно:
  - передбачити заходів щодо безпечного ведення робіт на висоті;
  - Встановити опалубку;
  - встановити арматуру, заставні деталі та пустотоутворювачі для проведення;
  - всі конструкції та їх елементи, що закриваються в процесі бетонування (підготовлені основи конструкцій, арматура, заставні вироби та інші), а також правильність встановлення та закріплення опалубки та підтримуючих її елементів повинні бути прийняті і відповідно до ДБН А.3.1-5-2016 [36].
3. Перед бетонуванням поверхню дерев'яної, фанерної або металевої опалубки слід покрити емульсійним мастилом, а поверхню бетонної, з/бетонної та армоцементної опалубки змочити. Поверхню раніше покладеного бетону очистити від цементної плівки та зволожити або покрити цементним розчином.
4. Захисний шар арматури витримується за допомогою інвентарних пластмасових фіксаторів, які встановлюються у шаховому порядку.
5. Для вивірки верхньої позначки перекриття, що бетонується, встановлюються просторові фіксатори або застосовують знімні маячні рейки, верх яких повинен відповідати рівню поверхні бетону.
6. Транспортування бетонної суміші на об'єкт проводиться автобетонозами з вивантаженням бетону в бункери (рис.3.1) на майданчику прийому бетону. Подача бетонної суміші в конструкцію перекриття провадиться в бункерах об'ємом 1,0 м за допомогою баштового крана.
7. При бетонуванні ходити по заармованому перекриття дозволяється тільки по щитах з опорами, що спираються безпосередньо на опалубку перекриття.
8. При вивантаженні бетонної суміші з бункера в опалубку перекриття відстань між нижньою кромкою бункера та поверхнею, на який укладається бетон, має бути не більше 1,0 м (рис.3.2).

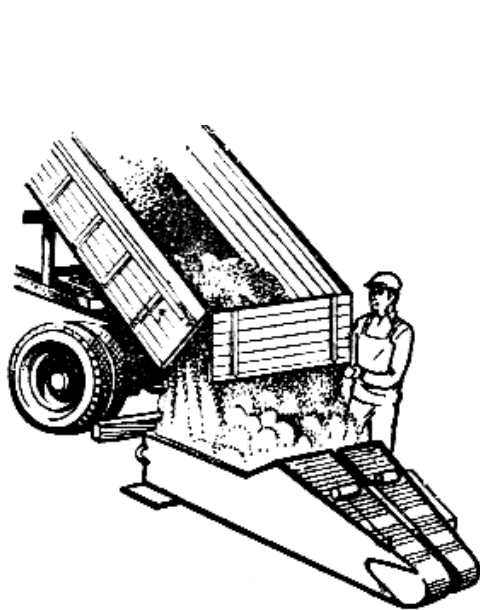


Рис.3.2 Прийом бетону із самоскида

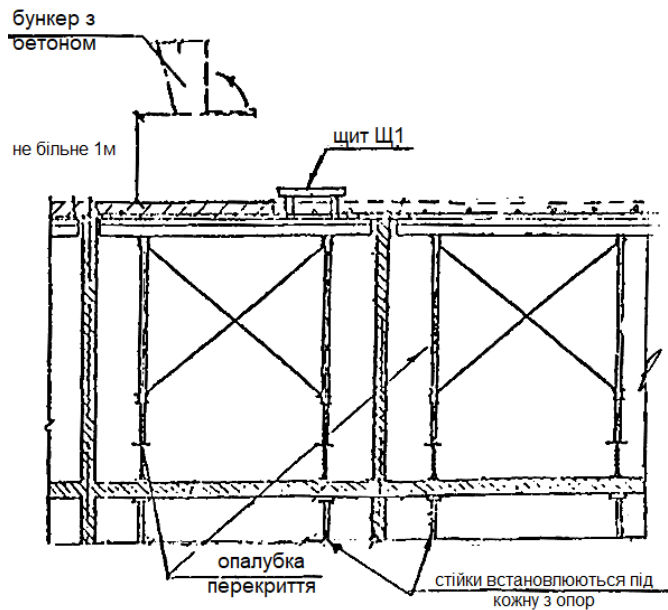


Рис. 3.2 Вивантаження бетонної суміші з бункера в опалубку

9. Бетонну суміш слід укладати горизонтально шарами шириною 1.5 - 2м однакової товщини без розривів, з послідовним напрямком укладання в один бік у всіх шарах.

10. Укладання наступного шару бетонної суміші допускається на початок схоплювання бетону попереднього шару. Тривалість перерви між укладанням суміжних шарів бетонної суміші без створення робочого шва встановлюється будівельною лабораторією.

11. При бетонуванні плоских плит робочі шви за погодженням із проектною організацією влаштовують у будь-якому місці по осі стіни. Поверхня робочого шва (рис.3.3) має бути перпендикулярна поверхні плити, для чого в намічених місцях переривання бетонування ставляться рейки по товщині плити.

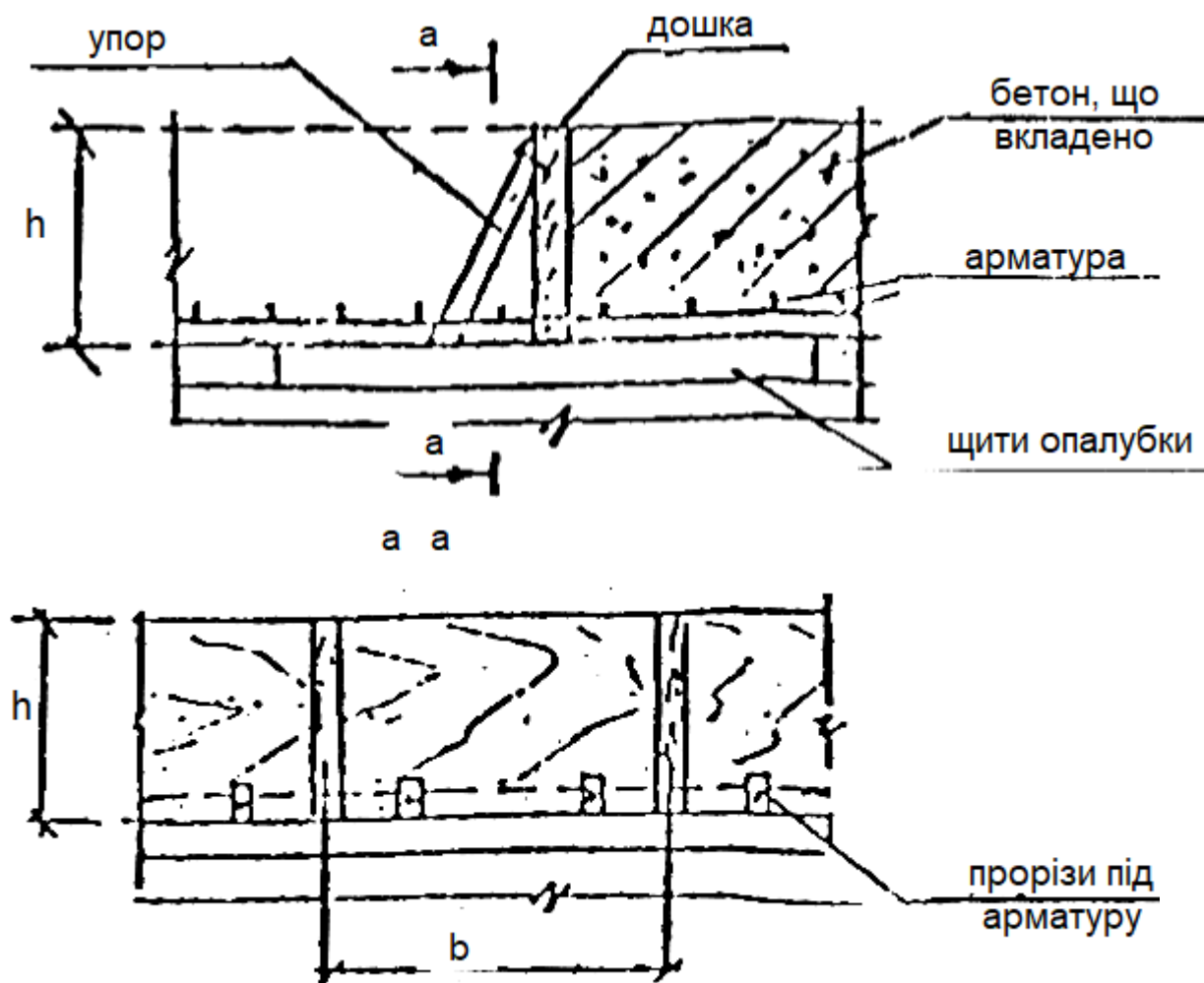


Рис. 3.3 Влаштування робочого шва

12. Відновлення бетонування у місці влаштування робочого шва допускається проводити при досягненні бетоном міцності не менше 1,5 МПА та видалення цементної плівки з поверхні шва механічною щіткою з подальшим поливанням водою.

13. Для ущільнення бетонної суміші використовуються глибинні вібратори (ІВ-66, ІВ-47А) або поверхневі вібратори (ПВ-1, ПВ-2).

Укладання бетонної суміші в конструкції ведеться шарами 15... 30 см з ретельним ущільненням кожного шару. Найбільш поширений спосіб ущільнення бетону вібруванням. На будівельному майданчику використовують внутрішні (глибинні), зовнішні та поверхневі вібратори (табл.3.3). Вібратори наводяться в дію електричним струмом (електричні вібратори) або стисненим

повітрям (пневматичні вібратори). У масивні конструкції бетон укладають за допомогою внутрішніх вібраторів. Поверхневими вібраторами ущільнюють бетонні суміші в плитах перекриттів, підлогах та інших подібних конструкціях. Зовнішні вібратори застосовують для бетонування густоармованих тонкостінних конструкцій. Тривалість вібрування в кожному місці установки вібратора залежить від пластичності (рухливості) бетонної суміші та становить 30...60 с. Ознакою достатності вібрування служить припинення осаду бетону та поява цементного молока на його поверхні. Надмірна вібрація бетонної суміші шкідлива, оскільки може призвести до розшарування бетону. Крок перестановки внутрішніх вібраторів – від 1 до 1,5 радіусу їхньої дії.

Таблиця 3.4 Вібратори

Тип	Модель	Радіус дії	Потужність, кВт	Вага, кг	Ресурс роботи, год
Глибинні з гнучким валом	ИВ-47	0,44	1,2	39	500
	ИВ-66	0,36	0,8	26	500
	ИВ-75	0,40	0,8	20	500
Глибинні дебалансові	ИВ-56	0,45	0,8	32	500
	ИВ-60	0,43	1,1	30	1000
Глибинні для вібропакетів	ИВ-34а	0,65	3,2	132	300
	ИВ-631	1	4	250	500
Глибинні пневматичні з тиском 0,4...0,6 МПа	ИВ-14	0,32		3,5	1500
	ИВ-16	0,48		20	1500
Площинні (поверхневі)	ПВ-1	1...1.5	2x1,1	150	500
	ПВ-2	1...2	2x5,5	423	1000

При великій подачі бетону великі масиви застосовують пакетні (групові) вібратори. Великі конструкції бетонують ділянками (блоками) із влаштуванням робочих (будівельних) швів. Розміри блоку у плані трохи більше 50...60 м і висота до 4 м.

Відновлювати перерване бетонування можна після того, як у раніше покладеній бетонній суміші закінчиться процес схоплювання і бетон набуває міцності не

менше 1,2 МПа, приблизно через 24-36 годин після укладання бетону. Для надійного зчеплення бетону в робочому шві поверхню раніше покладеного бетону ретельно обробляють: шляхом насічки видаляють верхню плівку розчину і оголюють великий заповнювач, продувають стисненим повітрям і промивають струменем води, протираючи дротяними щітками, в місцях випуску арматури очищають стрижні від розчину.

14. Під час роботи не допускається спирання вібратора на арматуру та заставні деталі монолітної конструкції. У місцях безпосередньої установки електротехнічних коробочок віброущільнення не проводити.

15. Крок перестановки глибинних вібраторів не повинен перевищувати півторного радіусу його дії, поверхневі вібратори переставляють так, щоб майданчик вібратора на новій позиції на 50–100 мм перекривав сусідню провібровану ділянку (рис.3.4).

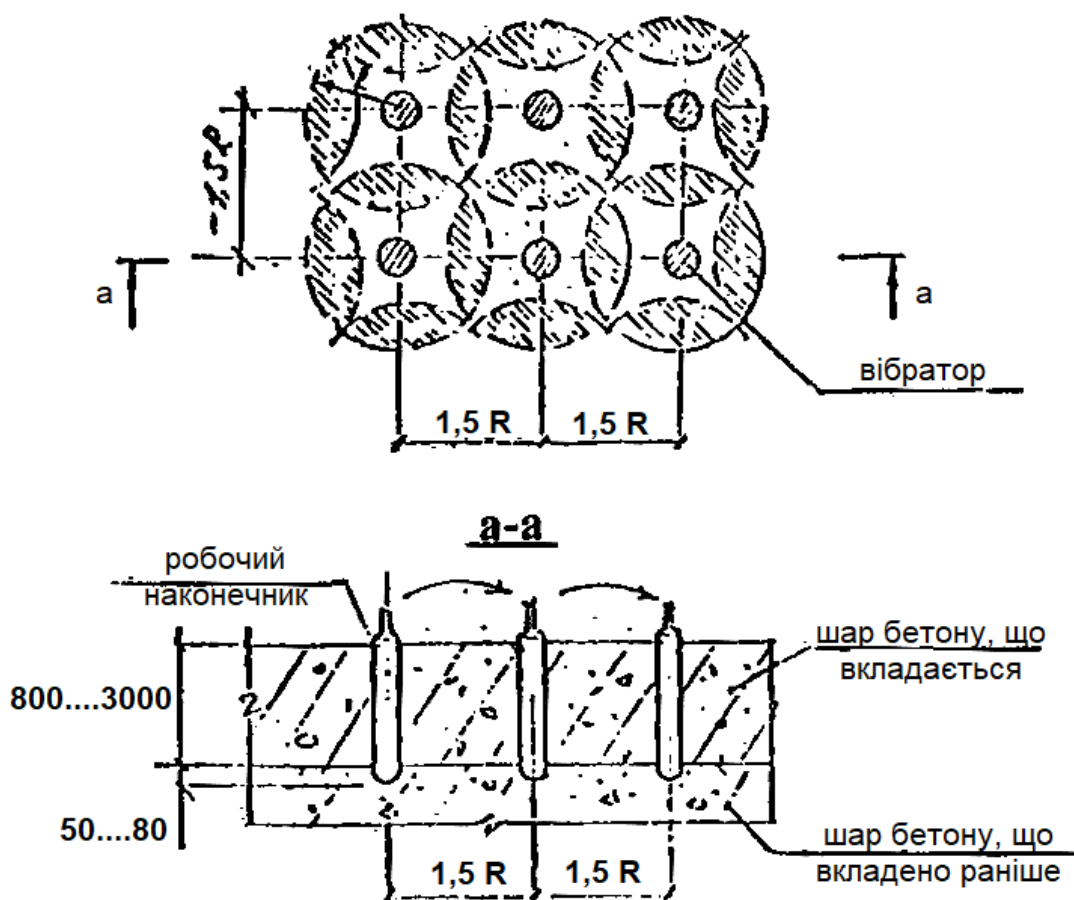


Рис.3.4 Схема перестановки глибинних вібраторів

17. Тривалість вібрування на кожній позиції повинна забезпечувати достатнє ущільнення бетонної суміші, основними ознаками якого є припинення її осідання, поява цементного молока на поверхні та припинення виділення бульбашок повітря.

18. У місцях, де арматура, заставні вироби або опалубка перешкоджають належному ущільненню бетонної суміші вібраторами, її слід додатково ущільнювати штыкуванням.

19. У процесі бетонування та після закінчення його необхідно застосовувати заходи щодо запобігання зчепленню з бетоном елементів опалубки та тимчасових кріплень.

Догляд за бетоном повинен забезпечувати збереження належної температури твердіння та захист свіжоукладеного бетону від швидкого висихання. Свіжоукладений бетон, перш за все, закривають від впливу дощу та сонячних променів (укриття рогожів, брезентом, мішками, тирсою) і систематично поливають водою в суху погоду протягом 7 діб бетонів на портландцементі або глиноземистому цементі й 14 діб на інших цементах. 0,5...1,0 кг/м). За температури повітря нижче 5°C полив не виконується. Рух людей за забетонованими конструкціями та встановлення на них лісів та опалубки для зведення вищележачих конструкцій допускається лише після досягнення бетоном міцності не менше 1,2 МПа.

Зчеплення бетону з опалубкою з часом збільшується, тому опалубку необхідно знімати, як тільки бетон набуде необхідної міцності. Розпалублення бічних поверхонь бетонних конструкцій допускається після досягнення бетоном міцності, що забезпечує збереження їх кутів і кромки, що дотримується при міцності бетону не менше 2,5 кг/см<sup>2</sup>, що досягається через 1...6 днів, залежно від марки бетону, якості цементу та температурного режиму твердіння бетону.

Видалення несучої опалубки залізобетонних конструкцій допускається при досягненні проектної міцності бетоном, %:

плити та склепіння прольотом до 2 м.....	50
балки та прогони прольотом до 8 м.....	70
плити та склепіння прольотом 2...8 м.....	70
несучі конструкції прольотом більше 8 м.....	100

У всіх випадках завантаження конструкцій повним розрахунковим навантаженням допускається після придбання бетоном проектної міцності.

Розпалубка конструкцій повинна проводитись у певній послідовності. У багатоповерхових будинках розпалубка ведеться поверхово, а в межах поверху окремі конструкції розпалублюються в різні терміни. При демонтажі стійки опалубки нижнього перекриття (1-го поверху) залишаються всі, якщо над ним проводиться бетонування перекриття (2-го поверху). Стійки безпеки повинні розташовуватися на відстані не більше 3 м від опор та одна від одної. Розпалубка конструкцій повинна проводитись без ударів та поштовхів. Щоб не пошкодити щити опалубки при відриві від бетону, користуються різними видами ломиками. Відривати щити від бетону за допомогою кранів та лебідок не дозволяється.

Після зняття опалубки дрібні мушлі на поверхні бетону можна розчистити дротяними щітками, промити струменем води під напором і затерти жирним цементним розчином складу 1:2.

Великі раковини і каверни розчищають на всю глибину з видаленням слабого бетону і шматків заповнювача, що виступають, потім обробляють поверхню дротяними щітками і промивають струменем води під напором, закладають жорсткою бетонною сумішшю і ретельно ущільнюють.

20. Контроль за якістю бетонної суміші та бетону проводиться будівельною лабораторією відповідно до ГОСТ 10180-90. Усі дані з контролю якості заносяться до журналу бетонних робіт. Особливу увагу слід приділити контролю над віброущільненням бетонної суміші.

21. При виконанні робіт необхідно керуватися вимогами ДСТУ-Н Б В.2.6-203:2015 [37], ДБН А.3.2-2-2009 [30], Галузеві типові інструкції з охорони праці.

## Бетонування автобетононасосом

В цей час широко застосовують автобетононасоси, що є бетононасосом з повноповоротною розподільною стрілою, змонтованою на рамі, яка, у свою чергу, укріплена на шасі автомобіля (рис.3.5).

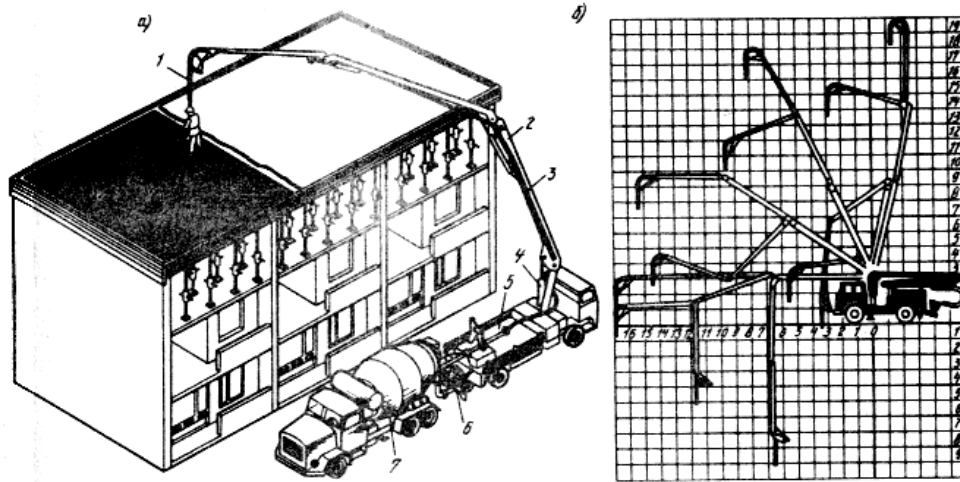


Рис.3.5 Подача бетонної суміші автобетононасосом: а – загальний вигляд; б – схема можливих положень стріли автобетононасос (цифрами в метрах зазначена дальність подачі); 1 – гнучкий рукав; 2 – шарнірно-зчленована стріла; 3 – бетоновод; 4 – гідроциліндр; 5 – бетононасос; 6 – приймальний бункер насоса; 7 – автобетонозмішувач

Автобетононасоси призначені для подачі бетонної суміші до місця укладання як по вертикалі, так і по горизонталі. По стрілі, що складається з трьох шарнірно зчленованих частин, проходить бетоновод з шарнірами – вставками у місцях зчленувань стріли, що закінчується гнучким розподільним рукавом (рис.3.6) на опорах (рис.3.7).

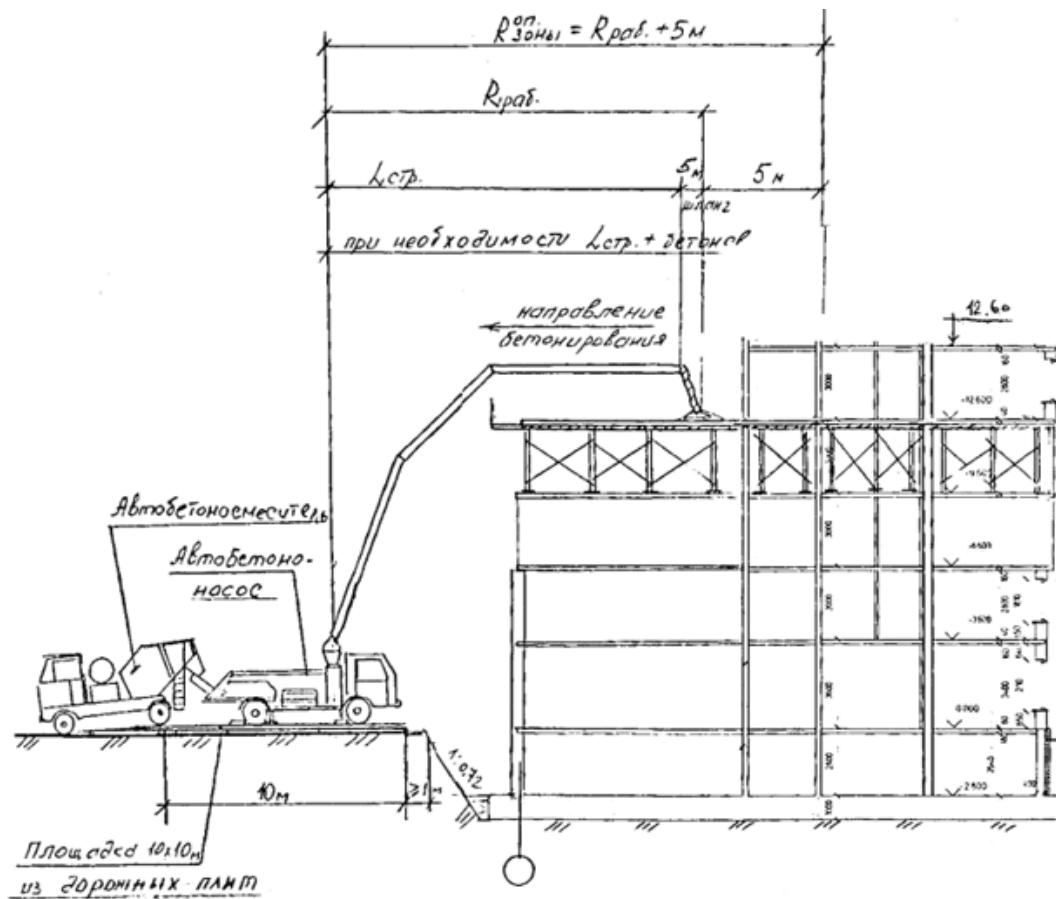


Рис. 3.6 Подача бетонной смеси

Нормальна експлуатація бетононасосів забезпечується в тому випадку, якщо по бетоноводу перекачують бетонну суміш рухливістю 5... 15 см, що відповідає вимогам зручності, тобто перекачування. можливості її транспортування трубопроводом на граничні відстані без розшарування та утворення пробок. Оптимальна рухливість бетонної суміші з погляду її зручноперекачування 6...8 см, а водоцементне відношення – 0,4...0,6.

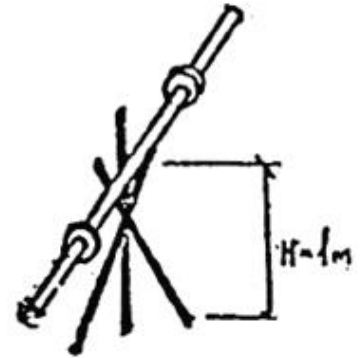
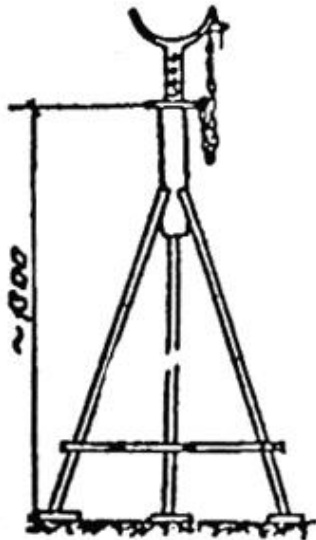


Рис.3.7 вид опор під бетоногін: а – інвентарна телескопічна стійка;  
б - інвентарні козелки з арматурної сталі

Як великий заповнювач рекомендується застосовувати гравій або щебінь неголої форми. Найбільший розмір зерен великого заповнювача не повинен перевищувати 0,4 внутрішнього діаметра бетоногону для гравію та 0,33 для щебеню. Кількість зерен найбільшого розміру та зерен пластинчастої (червоної) або голчастої форми не повинна перевищувати 15% за масою.

Перед початком транспортування бетонної суміші змазують трубопровід, прокачуючи через нього вапняне тісто або цементний розчин. Після закінчення бетонування бетоногін промивають водою під тиском і через нього пропускають еластичний пиж. При перерві більш ніж на 30 хв суміш, щоб уникнути утворення пробок, активізують шляхом періодичного включення бетононасоса, при перервах більш ніж на 1 год бетоногін повністю звільняють від суміші (рис.3.8).

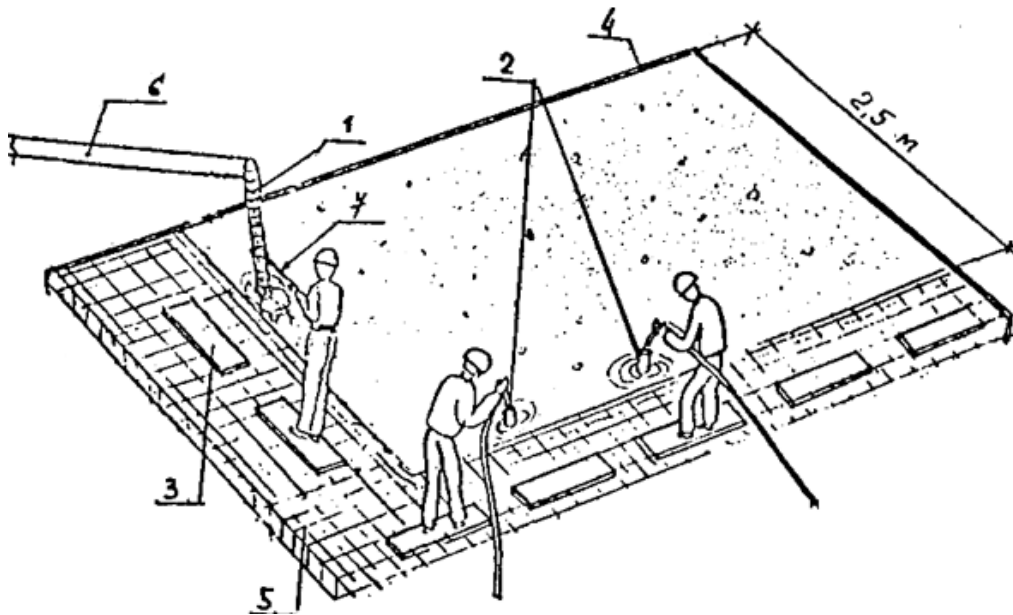


Рис. 3.8 Схема організації робочого місця під час бетонування монолітної плити

### 3.2.4 Вимоги до якості виконання робіт

#### Контроль якості

Якість бетонних та залізобетонних конструкцій визначається як якістю використовуваних матеріальних елементів, так і ретельністю дотримання регламентуючих положень технології на всіх стадіях комплексного процесу.

Для цього необхідний контроль та його здійснюють на наступних стадіях: при прийманні та зберіганні всіх вихідних матеріалів (цементу, піску, щебеню, гравію, арматурної сталі, лісоматеріалів та ін); при виготовленні та монтажі арматурних елементів та конструкцій; при виготовленні та встановленні елементів опалубки;

при підготовці основи та опалубки до укладання бетонної суміші; при приготуванні та транспортуванні бетонної суміші; під час догляду за бетоном у процесі його твердіння.

Усі вихідні матеріали мають відповідати вимогам ГОСТів. Показники властивостей матеріалів визначають відповідно до єдиної методики, рекомендованої для будівельних лабораторій.

У процесі армування конструкцій контроль здійснюється під час приймання сталі (наявність заводських марок і бирок, якість арматурної сталі); при складуванні та транспортуванні (правильність складування за марками, сортами, розмірами, безпеку при перевезеннях); при виготовленні арматурних елементів та конструкцій (правильність форми та розмірів, якість зварювання, дотримання технології зварювання). Після встановлення та з'єднання всіх арматурних елементів у блоці бетонування проводять остаточну перевірку правильності розмірів та положення арматури з урахуванням допустимих відхилень.

У процесі опалублення контролюють правильність установки опалубки, кріплень, а також щільність стиків у щитах та сполученнях, взаємне положення опалубних форм та арматури (для отримання заданої товщини захисного шару). Правильність положення опалубки у просторі перевіряють прив'язкою до розбивальних осей та нівелюванням, а розміри – звичайними вимірами. Допустимі відхилення в положенні і розмірах опалубки наведені в довідниках.

Перед укладанням бетонної суміші контролюють чистоту робочої поверхні опалубки та якість її змащення.

На стадії приготування бетонної суміші перевіряють точність дозування матеріалів, тривалість перемішування, рухливість та щільність суміші. Рухливість бетонної суміші оцінюють не рідше двох разів на зміну. Рухливість має відхилитися від заданої більш ніж  $\pm 1$  см, а щільність - більш як 3%.

При транспортуванні бетонної суміші стежать за тим, щоб вона не почала схоплюватися, не розпадалася на складові, не втрачала рухливості через втрату води, цементу або схоплювання.

На місці укладання слід звертати увагу на висоту скидання суміші, тривалість вібрування та рівномірність ущільнення, не допускаючи розшарування суміші та утворення раковин, порожнин.

Процес віброущільнення контролюють візуально, за ступенем осідання суміші, припинення виходу з неї бульбашок повітря та появу цементного

молока. У деяких випадках використовують радіоізотопні густиноміри, принцип дії яких заснований на вимірюванні поглинання бетонною сумішшю - випромінювання. За допомогою щільномірів визначають ступінь ущільнення суміші в процесі вібрування.

При бетонуванні великих масивів однорідність ущільнення бетону контролюють за допомогою електричних перетворювачів (датчиків) опору у вигляді циліндричних щупів, що розташовуються по товщині шару, що укладається. Принцип дії датчиків заснований на властивості бетону зі збільшенням густини знижувати опір проходженню струму. Розміщують їх у зоні дії вібраторів. У момент придбання бетоном заданої щільності оператор-бетонник отримує світловий або звуковий сигнал.

Остаточна оцінка якості бетону може бути отримана лише на підставі випробування його міцності на стиск до руйнування зразків-кубиків, що виготовляються з бетону одночасно з його укладанням і витримуються в тих же умовах, в яких твердне бетон бетонованих блоків. Для випробування на стиск готують зразки у вигляді кубиків із довжиною ребра 160 мм. Допускаються інші розміри кубиків, але з введенням поправки на отриманий результат при роздавлюванні зразків на пресі.

Для кожного класу бетону виготовляють серію із трьох зразків-близнюків.

Для отримання більш реальної картини міцності бетону з тіла конструкцій вибурюють керни, які надалі випробовують на міцність.

Поряд зі стандартними лабораторними методами оцінки міцності бетону у зразках застосовують непрямі неруйнівні методи оцінки міцності безпосередньо в спорудах. Такими методами, що широко використовуються в будівництві, є механічний, заснований на використанні залежності між міцністю бетону на стиснення і його поверхневою твердістю і ультразвуковий імпульсний, заснований на вимірюванні швидкості поширення в бетоні поздовжніх ультразвукових хвиль і ступеня їх згасання.

При механічному способі контролю міцності бетону застосовують еталонний молоток Кашкарова. Для визначення міцності бетону на стиснення молоток Кашкарова встановлюють кулькою на бетон і слюсарним молотком завдають удару по корпусу еталонного молотка. При цьому кулька нижньою частиною вдавлюється в бетон, а верхньою - в еталонний сталевий стрижень, залишаючи на бетоні і на стрижні відбитки. Після вимірювання діаметрів цих відбитків знаходять їх відношення і за допомогою кривувальних тарів визначають міцність поверхневих шарів бетону на стиск.

При ультразвуковому імпульсному методі використовують спеціальні ультразвукові прилади типу УП-4 або УКБ-1, за допомогою яких визначають швидкість проходження ультразвуку через бетон конструкції. По градуовальним кривим швидкості проходження ультразвуку та міцності бетону при стиску визначають міцність бетону при стиску в конструкції. За певних умов (постійність технології, ідентичність вихідних матеріалів тощо) цей метод забезпечує цілком прийнятну точність контролю.

У зимових умовах, крім загальних викладених вище вимог, здійснюють додатковий контроль.

У процесі приготування бетонної суміші контролюють не рідше ніж через кожні 2 години: відсутність льоду, снігу і змерзлих грудок у невідігріваних заповнювачах, що подаються в бетонозмішувач, при приготуванні бетонної суміші з протиморозними добавками; температуру води та заповнювачів перед завантаженням у бетонозмішувач; концентрацію розчину солей; температуру суміші на виході з бетонозмішувача.

При транспортуванні бетонної суміші один раз на зміну перевіряють виконання заходів з укриття, утеплення та обігріву транспортної та приймальної тари.

При попередньому електророзігріванні суміші контролюють температуру суміші в кожній порції, що розігрівається.

Перед укладанням бетонної суміші перевіряють відсутність снігу та наледі на поверхні основи, стикуючих елементів, арматури та опалубки,

стежать за відповідністю теплоізоляції опалубки вимогам технологічної карти, а при необхідності відігріву стікуючих поверхонь та фунтової основи - за виконанням цих робіт.

При укладанні суміші контролюють її температуру під час вивантаження з транспортних засобів та температуру укладеної бетонної суміші. Перевіряють відповідність гідроізоляції та теплоізоляції неопалублених поверхонь вимогам технологічних карт.

У процесі витримування бетону температуру вимірюють у наступні терміни: при використанні способів "термосу", попереднього електророзігріву бетонної суміші, обігріву в тепляках - кожні 2 години в першу добу, не рідше двох разів на зміну в наступні три доби і один раз на добу в інше час витримування; у разі застосування бетону із протиморозними добавками – три рази на добу до придбання ним заданої міцності; при електропрогріві бетону під час підйому температури зі швидкістю до 10 °З/год – через кожні 2 год, надалі – не рідше двох разів на зміну.

По закінченні витримування бетону і розпалювання конструкції заміряють температуру повітря не рідше одного разу на зміну.

Температуру бетону вимірюють дистанційними способами з використанням температурних свердловин, термометрів опору або застосовують технічні термометри.

Температуру бетону контролюють на ділянках, схильних до найбільшого охолодження (у кутах, виступаючих елементах) або нагрівання (у електродів, на контактах з термоактивною опалубкою на глибині 5 см, а також у ряді масивних блоків бетонування). Результати вимірів записують у відомість контролю температури.

При електропрогріванні бетону не рідше двох разів у зміну контролюють напругу і силу струму на низовій стороні живильного трансформатора і заміряні значення фіксують у спеціальному журналі.

Міцність бетону контролюють відповідно до вимог, викладених вище, та шляхом випробування додаткової кількості зразків, виготовлених біля місця

укладання бетонної суміші, у наступні терміни: при витримуванні за способом "термосу" та з попереднім електророзігрівом бетонної суміші - три зразки після зниження температури бетону до розрахунковою кінцевою, а для бетону з протиморозними добавками – три зразки після зниження температури бетону до температури, на яку розраховано кількість добавок; три зразки після досягнення бетоном конструкцій позитивної температури та 28-добового витримування зразків у нормальних умовах; три зразки перед завантаженням конструкцій нормативним навантаженням. Зразки, що зберігаються на морозі, перед випробуванням витримують 2...4 години для відтавання при температурі 15...20 °С.

При електропрогріванні, обігріві в термоактивній опалубці, інфрачервоному та індукційному нагріванні бетону витримування зразків-кубів в умовах, аналогічних конструкціям, що прогриваються, як правило, неможливе. В цьому випадку міцність бетону контролюють, забезпечивши відповідність фактичного температурного режиму заданому.

При всіх методах зимової технології необхідно перевіряти міцність бетону в конструкції неруйнівними методами або випробування висвердлених кернів, якщо контрольні зразки не можуть бути витримані при режимах витримування конструкцій.

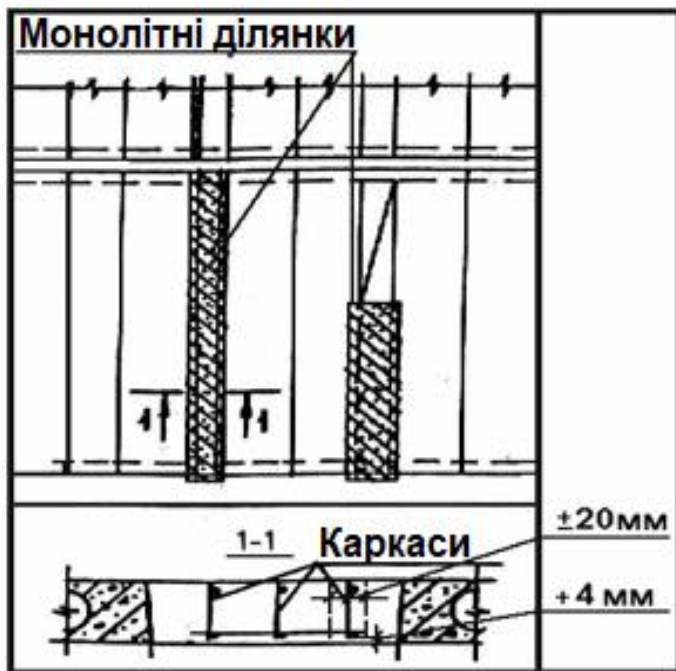
На всі операції з контролю якості виконання технологічних процесів та якості матеріалів складають акти перевірок (випробувань), які пред'являють комісії, що приймає об'єкт. У ході виконання робіт оформляють актами приймання основи, приймання блоку перед укладанням бетонної суміші та заповнюють журнали робіт контролю температур за встановленою формою.

### 3.2.5 Схема операційного контролю якості

Таблиця 3.5 Склад операцій та засоби контролю

Етапи робіт	Контрольовані операції	Контроль (метод, об'єм)	Документація
Підготовчі роботи	<p>Перевірити:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Наявність акта огляду раніше виконаних робіт;</li> <li>- Виконання очищення поверхні нижчого шару від сміття, бруду, снігу та льоду;</li> <li>- рівність поверхні нижнього шару або фактичну величину заданого ухилу;</li> <li>- Винесення позначок чистої статі;</li> <li>- встановлення маячних рейок (відстань між рейками, надійність кріплення, позначка верху рейок);</li> <li>- встановлення пробок у місцях розташування отворів, анкерів.</li> </ul>	<p>Візуальний</p> <p>Те саме</p> <p>Вимірювальний, не менше 5 вимірів на 50-70 кв.м поверхні</p> <p>Вимірювальний</p> <p>Технічний огляд</p> <p>Візуальний</p>	Акт свідоцтва прихованих робіт, загальний журнал робіт
Укладання бетонної суміші	<p>Контролювати:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- дотримання технології укладання бетонної суміші, (якість загладжування поверхні та ступінь ущільнення бетону);</li> <li>- товщину бетону, що укладається;</li> <li>- якість загортання робочих швів.</li> </ul>	<p>Візуальний</p> <p>Вимірювальний</p> <p>Візуальний</p>	Загальний журнал робіт
Приймання виконаних робіт	<p>Перевірити:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- фактичну величину міцності бетону;</li> <li>- дотримання заданих розмірів товщин, площин, позначок та ухилів;</li> <li>- Зовнішній вигляд поверхні підлоги;</li> <li>- зчеплення покриття підлоги з нижчим шаром.</li> </ul>	<p>Вимірювальний</p> <p>Те саме</p> <p>Візуальний</p> <p>Технічний огляд</p>	Акт приймання виконаних робіт
Контрольно-вимірювальний інструмент: рулетка, рівень будівельний, двометрова рейка, нівелір, лінійка металева.			
Операційний контроль здійснюють: майстер (виконроб), геодезист - у процесі виконання робіт. Приймальний контроль здійснюють: працівники служби якості, майстер (виконроб), представники технагляду замовника.			

## Технічні вимоги до влаштування монолітних ділянок у перекриттях



Допустимі відхилення:

- у відстані між:
- окремо встановленими робітниками стрижнями 20 мм;
- рядами сітки 10 мм;
- від проектної товщини захисного шару бетону при його товщині до 15 мм та лінійних розмірах поперечного перерізу конструкції:
- До 100 мм + 4 мм;
- Від 101 мм до 200 мм + 5 мм;
- місцевих нерівностей поверхні

## Технічні вимоги до влаштування монолітних покриттів

Допустимі відхилення:

поверхні покриття від площини при перевірці контрольною двометровою рейкою не повинні перевищувати:

- асфальтобетонних покриттів 6 мм;
- цементно-бетонних, цементно-піщаних та інших видів бетонних покриттів 4 мм;
- від заданого ухилу покриттів 0,2% відповідного розміру приміщення, але не більше ніж 50 мм;
- за товщиною покриття – не більше 10% від проектної.

Уступи між покриттями та елементами облямівки підлоги не більше 2 мм.

Максимальна крупність щебеню та гравію для бетонних покриттів не повинна перевищувати 15 мм та 0,6 товщини покриттів (h).

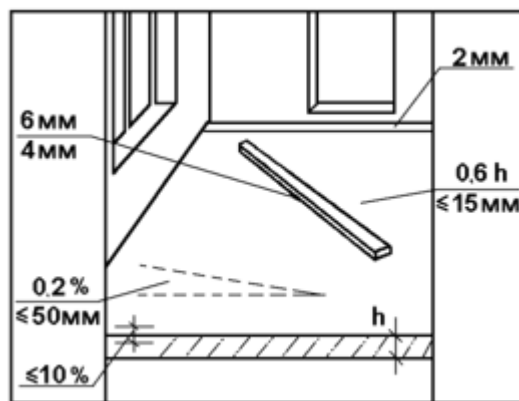
Міцність на стиск мармурової крихти для покриттів:

- мозаїчних не менше 600 МПа;
- полівінілацетатно-цементно-бетонних та латексно-цементно-бетонних не менше 800 МПа.

При перевірці зчеплення монолітних покриттів з елементами підлоги, що нижчележать, простукуванням не повинно бути зміни характеру звучання.

Не допускаються:

- зазори та щілини між плінтусами та покриттям підлоги або стінами (перегородками);
- вибоїни, тріщини, хвилі на поверхні покриттів;
- Розрізання монолітних покриттів на окремі карти, за винятком багатобарвних покриттів (з установкою розділових жилок).



### 3.2.6 Потреба в матеріально-технічних ресурсах

Набір нормокомплекту опалубки слід проводити з урахуванням: технічних засобів доставки сумішей внутрішньобудівельного транспорту; засобів подання; укладання та ущільнення; методів теплової обробки та догляду за бетоном. Організація бетонних робіт має передбачати повну забезпеченість комплексних бригад нормокомплектами, що включають обладнання, механізований інструмент, інвентар та пристрої. У табл. 3.5 наведено зразкове оснащення бригади інсмідуальними засобами. Крім того, необхідно мати нормокомплект для зварювальника та арматурника.

**Таблиця 3.6 Нормокомплект комплексної бригади для ведення бетонних робіт**

Назва	Кількість
<b>Обладнання</b>	
Понижуючий трансформатор	1
Електромеханічний вібратор	2
Вібратор поверхневий	2
Віброрейки	2
Компресор	1
<b>Інвентар та пристрої</b>	
Бункер неповоротний з бічним вивантаженням, об'ємом 1 м <sup>3</sup>	4
Бункер поворотний об'ємом 1 м <sup>3</sup>	2
Контейнер-комора	1
<b>Ручний інструмент</b>	
Гайковерт	2
Пістолет фарборозпилювач	1
Домкрат вантажопідйомністю 2 т	2
Набір ключів	2 компл.
Шнур розмічальний завдовжки 15 м	2
Рівень	2
Щітка сталева	2
Лопата	4
Лом	2
Кувалда	2
Кельма	6
<b>Контрольно-вимірювальний інструмент</b>	
Рулетка	1
Висок	3
Шаблон	2
Термометри	4

### **3.2.7 Охорона навколишнього середовища й правила техніки безпеки**

#### **3.2.7.1 Загальні вимоги**

1. Бетонувальник зобов'язаний працювати у виданому йому спецодязі, спецвзутті та утримувати їх у справності. Крім того, він повинен мати необхідні для роботи запобіжні пристрої та постійно користуватися ними.

2. До початку роботи робочі місця та проходи до них необхідно очистити від сторонніх предметів, сміття та бруду, а в зимовий час – від снігу та льоду та посипати їх піском.

3. Працювати в зоні, де немає огорож відкритих колодязів, шурфів, люків, отворів у перекриттях та отворів у стопах, забороняється. У темний час доби, крім огорожі у небезпечних місцях, мають бути виставлені світлові сигнали.

4. При недостатній освітленості робочого місця робітник зобов'язаний повідомити про це майстра.

5. Ввертати та вивертати електричні лампи, що знаходяться під напругою, та переносити тимчасову електропроводку бетонувальнику забороняється. Цю роботу має виконувати електрик.

6. Перебувати в зоні роботи підйомних механізмів, а також стояти під піднятим вантажем забороняється.

7. Бетонувальнику не дозволяється включати та вимикати механізми та сигнали, до яких він не має відношення.

8. Вмикати машини, електроінструменти та освітлювальні лампи можна лише за допомогою пускачів рубильників і т. д. Нікому з робітників не дозволяється з'єднувати та роз'єднувати дроти, що знаходяться під напругою. За потреби подовження проводів слід викликати електрика.

9. Щоб уникнути ураження струмом, забороняється торкатися погано ізольованих електропроводів, неогороджених частин електричних пристроїв, кабелів, шин, рубильників, патронів електроламп тощо.

10. Перед пуском обладнання слід перевірити надійність огорож на всіх відкритих частинах, що обертаються і рухаються.

11. При виявленні несправності механізмів та інструментів, з якими працює бетонник, а також їх огорож, роботу необхідно припинити та негайно повідомити про це майстра.

12. При отриманні інструменту треба переконатися у справності: несправний інструмент слід здати, в ремонт.

13. При роботі з ручним інструментом (скребки, бучарди, лопати, трамбування) необхідно стежити за справністю рукояток, щільністю насадки на них інструменту, а також за тим, щоб робочі поверхні інструменту не були збиті, затуплені і т.д.

14. Працювати механізованим інструментом із приставних драбин забороняється

15. Електрифікований інструмент, а також електропровід, що живить його, повинні мати надійну ізоляцію. При отриманні електроінструменту слід шляхом зовнішнього огляду перевірити стан ізоляції дроту. Під час роботи з інструментом треба стежити за тим, щоб провід живлення не був пошкоджений.

16. Після закінчення роботи механізований інструмент необхідно відключити від мережі живлення і здати в комору.

17. При піднесенні матеріалів-заповнювачів і бетонної суміші робітники повинні знати, що вантаж, що гранично допускається:

-для жінок 20 кг

-для підлітків жіночої статі 10 кг

-для підлітків чоловічої статі 16 кг

Підлітки до 16 років до роботи з перенесення важких речей не допускаються.

18. При переміщенні будівельного вантажу в тачках вага його не повинна перевищувати 160 кг.

19. Щоб уникнути простудних захворювань, усі відкриті прорізи в приміщеннях повинні бути закриті тимчасовими щитами.

20. У холодну пору року слід користуватися приміщеннями, спеціально відведеними для обігріву. Обігріватись у котельнях, колодязях теплотрас, у бункерах, а також на калориферах забороняється.

21. У разі нещасного випадку, що сталося з товаришем по роботі, слід надати йому першу допомогу, а також повідомити майстра або виробника робіт.

### **3.2.7.2 Транспортування бетонної суміші**

22. При подачі бетонної суміші стрічковим транспортером слід його верхній кінець розташовувати над вантажним майданчиком на довжину не менше 0,5 м.

23. Під час роботи стрічкового транспортера необхідно стежити за його стійкістю, а також за справним станом захисних навісів, що захищають транспортер над проходами та проїздами.

24. При ковзанні транспортерної стрічки підкидати між стрічкою та барабаном пісок, глину, шлак та інші матеріали не дозволяється. Для цього необхідно зупинити транспортер та викликати чергового слюсаря.

25. Очищати ролики та стрічку транспортера від прилиплого бетону, а також натягувати та зміцнювати останню можна лише при вимкненому електродвигуні. При цьому на пускачі необхідно вивісити попереджувальний напис: "НЕ ВКЛЮЧАТИ!", а запобіжники зняти. Знімати запобіжники може лише електрик.

26. Переходити через стрічкові транспортери слід спеціальними містками з поручнями.

27. При підйомі бетонної суміші кранами необхідно перевіряти надійність кріплення ґрунту або контейнера до гака крана, справність тари та секторного затвора. Відстань від низу бадді або контейнера в момент вивантаження до поверхні, на яку відбувається вивантаження, не повинна перевищувати 1 м.

28. При доставці бетону в автосамоскиді необхідно дотримуватися наступних правил:

а) у момент підходу самоскида всі робітники повинні знаходитися на узбіччі, протилежному тій, на якій відбувається рух;

б) не дозволяється підходити до самоскида до повної його зупинки, стояти біля бункера укладача і перебувати під піднятим вантажем у момент розвантаження самоскида;

в) піднятий кузов слід очищати від налиплих шматків бетону совковою лопатою або скребком з довгою рукояткою, не можна вдаряти по днищу кузова

знизу; робітникам, які провадять очищення, треба стояти на землі. Стояти на колесах та бортах самоскида забороняється;

г) не можна проходити проїжджою частиною естакад, на яких пересуваються самоскиди.

### **3.2.7.3 Укладання бетонної суміші**

29. Перед початком укладання бетонної суміші в опалубку необхідно перевірити:

а) кріплення опалубки, що підтримують риштувань та робочих настилів;

б) кріплення до опор завантажувальних вивв, лотків та хоботів для спуску бетонної суміші в конструкцію, а також надійність скріплення окремих ланок металевих хоботів один з одним;

в) стан захисних козирків або настилу навколо завантажувальних вивв.

30. Перед укладанням бетонної суміші у форми повинні бути перевірені правильність та надійність монтажних петель

31. Укладати бетон у конструкції, розташовані нижче рівня його подачі на 1,5 м, слід тільки за лотками, ланковими хоботами та віброхоботами.

32. При укладанні бетонної суміші з не огорожуваних майданчиків на висоті понад 3 м, а також при бетонуванні конструкцій, що мають ухил понад 30 град. (карнизи, ліхтарі, покриття) бетонщики і обслуговуючі їх робітники повинні працювати з застосуванням запобіжних поясів, прикріплених до надійних опор.

33. Бетонувати стики збірних елементів на висоті до 5,5 м слід із звичайних лісів, а при більшій висоті - зі спеціальних риштування

34. Видача бетонної суміші в той чи інший віброхобот повинна проводитися за вказівкою виробника робіт або майстра за допомогою заздалегідь обумовленої сигналізації

35. При подачі бетонної суміші з віброхоботів необхідно, щоб:

а) ланки віброхоботів приєднувалися до страхового каната;

б) вібратори були надійно пов'язані з хоботом;

- в) лебідки та сталеві канати для відтяжки хобота надійно закріплювалися;
- г) нижній кінець хобота був закріплений, причому міцність закріплення слід систематично перевіряти;
- д) під час вивантаження бетонної суміші ніхто не повинен перебувати під віброхоботом.

#### **3.2.7.4 Ущільнення бетонної суміші вібраторами**

36. Бетонники, які працюють з вібраторами, зобов'язані пройти медичний огляд, який має повторюватися через кожні 6 місяців.

37. Жінки працювати з ручним вібратором не допускаються.

38. Бетонники, що працюють з електрофікованим інструментом, повинні знати заходи захисту від ураження струмом та вміти надати першу допомогу потерпілому.

39. Перед початком роботи необхідно ретельно перевірити справність вібратора та переконатися в тому, що:

- а) шланг добре прикріплений і при випадковому натягу його обриву кінців обмотки не відбудеться;
- б) кабель, що підводить, не має обривів і оголених місць;
- в) заземлюючий контакт немає пошкоджень;
- г) вимикач діє справно;
- д) болти, що забезпечують непроникність кожуха, добре затягнуті;
- е) з'єднання частин вібратора досить герметичні та обмотка електродвигуна добре захищена від попадання вологи;
- ж) амортизатор на рукоятці вібратора знаходиться у справному стані та відрегульований так, що амплітуда вібрації рукоятки не перевищує норм для ручного інструменту.

40. До початку роботи корпус електровібратора має бути заземлений.

Загальна справність електровібратора перевіряється шляхом пробної роботи в підвішеному стані протягом 1 хв, при цьому не можна вpirати наконечник у тверду основу.

41. Для живлення електровібраторів (від розподільного щитка) слід застосовувати чотирижильні шлангові дроти або дроти, укладені у гумову трубку; четверта жила необхідна заземлення корпусу вібратора, працюючого при напрузі 127 чи 220 У.

42. Вмикати електровібратор можна лише за допомогою рубильника, захищеного кожухом або поміщеного в ящик. Якщо ящик металевий, він має бути заземлений.

43. Шлангові дроти необхідно підвішувати, а не прокладати по укладеному бетону.

44. Тягти вібратор за шланговий провід або кабель при його переміщенні забороняється.

45. При обриві проводів, що знаходяться під напругою, іскрінням контактів та несправністю електровібратора слід припинити роботу та негайно повідомити про це майстра або виробника робіт

46. Робота з вібраторами на приставних сходах, а також на нестійких підмостках, настилах, опалубці тощо. забороняється.

47. При роботі з електровібраторами необхідно надягати гумові діелектричні рукавички або боти.

48. Щоб уникнути падіння вібратора, слід прикріпити його до опори конструкції сталевим канатом.

49. Притискати руками переносний вібратор до поверхні бетону, що ущільнюється, забороняється; переміщувати вібратор вручну під час роботи дозволяється лише за допомогою гнучких тяг.

50. Під час роботи вібратором з гнучким валом необхідно забезпечити прямий напрямок валу, у крайньому випадку з невеликими плавними згинами. Не допускається утворення на валу петель, щоб уникнути нещасного випадку

51. При тривалій роботі вібратор необхідно через кожні півгодини вимикати на п'ять хвилин для охолодження.

52. Під час дощу вібратори слід покривати брезентом або забирати в приміщення.

53. При перервах у роботі, а також під час переходів бетонників з одного місця на інше вібратори необхідно вимикати.

54. При поливанні бетону або опалубки бетонник, який працює з вібратором, не повинен допускати попадання на нього води.

55. Під час роботи вібромайданчика повинен бути забезпечений ретельний нагляд за станом кінцевих вимикачів та за пристосуванням для підйому віброшита. Особливу увагу слід звертати на надійну роботу замка затвора траверси у верхньому положенні.

56. Для зменшення шуму при роботі віброагрегату необхідно кріпити форми до віброуючих машин і систематично перевіряти щільність усіх кріплень

57. Спускатися до приямок вібромайданчика під час її роботи не дозволяється.

58. Стояти на формі або на бетонованій суміші при її ущільненні, а також на вібромайданчику, вібровкладишах або на рамі формувальної машини під час їх роботи забороняється

59. Після закінчення роботи вібратори та шлангові дроти слід очистити від бетонної суміші та бруду, насухо витерти і здати в комору, причому дроти треба скласти в бухти. Очищення вібратора можна виконувати лише після відключення його від мережі. Обмивати вібратори забороняється водою.

### **3.2.7.5 Заходи безпеки під час обслуговування вібраційних майданчиків**

60. Перед початком роботи з виготовлення залізобетонних виробів на вібромайданчиках, столах та інших вібраційних установках необхідно перевірити:

а) справність аварійних вимикачів та насамперед вимикачів, що відключають вібраційні установки;

б) роботу сигнальних пристроїв;

в) справність блокування люка для входу (спуску) в траншею (приямок) вібромайданчика;

г) наявність мастила в підшипниках де балансів, тому що за відсутності її виникає шум високих тонів;

д) міцність кріплення де балансів до вібромайданчика, непогане кріплення де балансів, крім виникнення шуму, може призвести до відриву його від майданчика та виходу з ладу всієї вібромашини, а за деяких обставин і до нещасного випадку;

е.) відсутність людей у траншеї (приямці) вібромайданчика;

ж) надійність фіксації вібронавантажувального щита у верхньому положенні;

з) справність вібромашини пробним пуском її вхолосту на нетривалий час.

61. Для зменшення дії шуму на організм користуватись спеціальними глушниками його - антифонами-заглушками, які не пропускають шуми високих тонів.

62. Починаючи роботу, слід надіти спеціальне взуття з віброгасною підошвою, якщо воно є на підприємстві.

63. За відсутності на формувальному агрегаті механізмів автоматичного розрівнювання бетонної суміші слід користуватися спеціальними скребками або розрівнювальниками з віброізолюваними рукоятками.

Користуватися для розрівнювання суміші лопатами та іншими інструментами з дерев'яними або металевими ручками забороняється, тому що при цьому вібрація передаватиметься по ручці.

64. Під час роботи на віброобладнанні не допускати наявності сторонніх предметів на вібромайданчику, віброщиті та формі, які під час роботи можуть бути додатковими джерелами шуму.

65. Необхідно особливо стежити за справним станом форми, кріпленням на ній деталей та окремих елементів.

Кріплення клинів, осей, шпинделів та іншого кріплення за допомогою ланцюжків, а також вільна затяжка форм, за якої шайби знаходяться в незатягнутому стані, не допускаються.

66. Для усунення шкідливого впливу вібрації на організм працюючих, розрівнювання бетонної суміші та обробку верхньої поверхні виробу необхідно виконувати лише із спеціальних залізобетонних пасивно-віброізованих майданчиків.

67. Настили-майданчики не повинні з'єднуватися з вібромайданчиком, що працює, тому під час роботи необхідно стежити, щоб бетонна суміш не потрапляла в проміжки між ними. У разі їх заклинювання бетоном, арматурою або сторонніми предметами необхідно очистити ці ділянки і надалі постійно стежити за чистотою.

68. При обслуговуванні вібромайданчик, щоб уникнути зсуву та деренчання форми, необхідно міцно зміцнити спеціальними притисками (замками) або за допомогою магнітних плит.

69. Розподілювати бетонну суміш вручну за формою дозволяється тільки при вимкненні вібромайданчика інструментом з віброізованими ручками.

70. Необхідно стежити, щоб бетонна суміш, а також негабаритний заповнювач не потрапляли в механізм вібромайданчика, що може призвести до виходу її з ладу або заклинювання пасивно-віброізованого майданчика.

71. При ущільненні бетонної суміші за допомогою вібромайданчика ставати ногами або навіть однією ногою на форму, що вібрується (майданчик) не дозволяється.

Забороняється перебувати та проводити будь-які роботи на сирій бетонній масі під час роботи вібромайданчика, а також поправляти (утримувати) монтажні петлі, втоплювати в масу бетону каркаси або кінці арматури тощо.

72. Не допускається збільшувати вагу вібропривантажувального щита установкою на нього незакріпленого додаткового вантажу, що може бути додатковим джерелом шуму.

73. Під час віброущільнення бетонної суміші ставати на вібропривантажувальний щит забороняється.

74. Очищати вібропривантажувальний щит або виконувати ремонтні роботи дозволяється лише за вимкненої вібрації.

75. При виконанні ремонтних робіт у напрямках вібромайданчиків необхідно знеструмити дане обладнання та на пульт управління вивісити плакат "НЕ ВКЛЮЧАТИ –ПРАЦЮЮТЬ ЛЮДИ!".

76. Про всі види ремонтних робіт, що виконуються з обладнанням, слід повідомляти машиніста вібромайданчика.

## Список використаних джерел

1. ДБН В.2.2-9-99. «Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення»
2. ДБН В.2.2-28:2010 «Будинки адміністративного та побутового призначення»
3. ДСТУ Б В.2.7-221:2009 Строительные материалы. Бетоны. Классификация и общие технические требования
4. ДСТУ Б В.2.7-137:2008. Блоки з ніздрюватого бетону стінові дрібні
5. ДСТУ Б В.2.7-61:2008. «Цегла та камені керамічні рядові та лицьові». Технічні умови
6. ДСТУ Б В.2.7-221:2009 Строительные материалы. Бетоны. Классификация и общие технические требования
7. ДСТУ-Н Б А 3.2-1:2007. Настанова щодо визначення небезпечних і шкідливих факторів
8. ДБН В.2.6-31:2016. Теплова ізоляція будівель
9. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія»
10. <https://dailycivil.com/which-slab-is-better-ribbed-slab-or-solid-slab-one-way-or-two-way/>
11. И.И. Улицкий, С.А. Ривкин, М.В. Самолетов. Железобетонные конструкции (расчет и конструирование). Издание третье, Киев-1972, 992 стр. [Електронний ресурс ].URL: <https://dwg.ru/dnl/2615>.
12. Посібник з проектування бетонних і залізобетонних конструкцій без попереднього напруження арматури (до СНиП 2.03.01-84) [Електронний ресурс ].URL: <https://dwg.ru/dnl/10237>.
13. «Європейський Стандарт EN 1992 року, Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій» Єврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила для зданий (EN 1992-1-1: 2004).
14. А.Б.Голишев, В.Я. Бачинський, В.П. Поліщук та інші. Проектування залізобетонних конструкцій.-Київ, Будівельник, 1985.-496с.
15. Л.М. Скорук. Поиск эффективных расчетных моделей ребристых железобетонных плит и перекрытий/ Cadmaster 3'2004., С. 78-83.

[Электронный ресурс ].URL: <https://docplayer.com/37794104-Poisk-effektivnyh-raschetnyh-modeley-rebristyh-zhelezobetonnyh-plit-i-perekrytiy.html>

16 Маркович Алексей Семёнович Практическая реализация математической (компьютерной) модели многоребристого перекрытия // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2016. №2. URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/prakticheskaya-realizatsiya-matematicheskoy-kompyuternoy-modeli-mnogorebristogo-perekrytiya> (дата обращения: 28.09.2021).

17. Канев Данил Использование жестких вставок при моделировании конструкций в ПК ЛИРА 10.4 URL: <https://lira-soft.com/wiki/notes/11-ispolzovanie-zhestkikh-vstavok-pri-modelirovanii-konstruktsiy-v-pk-lira-10-4-rassmotreny-neskolko/>

18. Цикл уроков "Шпаргалки для конструктора". Урок 5 "Расчет ребристого перекрытия" URL:<https://lira-soft.com/wiki/video/id/1521/>

19. АЖТ, жёсткая вставка, объединение перемещений. В чем разница? " URL:<https://www.youtube.com/watch?v=BJXyS-uL27Q>

20. Абсолютно жёсткие вставки. Абсолютно жесткие тела. Что такое, в чём разница, куда назначают. [http://porebrick.blogspot.com/2018/09/blog-post\\_30.html](http://porebrick.blogspot.com/2018/09/blog-post_30.html)

21. Мурашко Л. А. Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до поздовжньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН В.2.6-98:2009 / Мурашко Л. А. , Колякова В.Н., Сморгалов Д.В. – Київ :КНУБА, 2012. – 62 с.

22. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). Москва, Стройиздат, 1978.URL: <https://dwg.ru/dnl/7633>

23. Нормальные напряжения при чистом изгибе. URL: [http://mysopromat.ru/uchebnye\\_kursy/sopromat/izgib/normalnye\\_napryazheniya\\_pri\\_chistom\\_pryamom\\_izgibe/](http://mysopromat.ru/uchebnye_kursy/sopromat/izgib/normalnye_napryazheniya_pri_chistom_pryamom_izgibe/)

24. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. /НИИЖБ, М., Сторойиздат, 1975.–192с. URL: <https://dwg.ru/dnl/5299>

25. Розрахунок і конструювання залізобетонних балок : навчальний посібник / Є. М. Бабич, В. Є. Бабич. - 2-ге видання, перероблене і доповнене. - Рівне : НУВГП, 2017. - 191 с. URL: <http://surl.li/authq>
26. Блог Robot & Хобот URL:  
<http://www.rsa4all.com/?fbclid=IwAR1cQJHwbDsKWRP6QK0wamZGjPjCA5aYtROQWT8KI7Ze6ZcURvyQMvNQf0E>
27. ДБН В.1.2.-2-2006 Навантаження і впливи
28. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія»
29. Типовая технологическая карта (тتك) бетонирование монолитных перекрытий. URL: <https://forum.dwg.ru/showthread.php?t=83840>
30. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці й промислова безпека в будівництві
31. ДБН В.1.1-7-2002 «Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва»
32. Про затвердження Правил будови і безпечної експлуатації вантажопідіймальних кранів (НПАОП 0.00-1.01-07) (НАКАЗ № 132 від 18.06.2007 N 132. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z0784-07#Text>
33. ДСТУ 3760:2019 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови
34. Про затвердження Мінімальних вимог до енергетичної ефективності будівель. НАКАЗ 27.10.2020 № 260.  
<https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z1257-20#Text>
35. Литвиненко С.М., Срібняк Н.М. Аналіз комп'ютерних моделей часторебристого перекриття. Матеріали НПК викидачів, аспірантів та студентів Сумського НАУ (13-17 квітня 2020 р.)
36. ДБН А.3.1-5-2016.Організація будівельного виробництва

## **ДОДАТКИ**

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

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

**(15-19 листопада 2021 р.)**

**Суми – 2021**

Рекомендовано до друку науково-координаційною радою Сумського національного аграрного університету (протокол № 4 від 26.11.2021 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  
Михайліченко М.А., к.і.н., доцент  
Кисельов О.Б., к.с.-г.н., доцент  
Шкромада О.І., д.вет.н., доцент  
Душин В.В., к.т.н., доцент  
Масик І.М., к.с.-г.н., доцент  
Степанова Т.М., к.т.н., доцент  
Соларьов О.О., к.т.н., доцент

**Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів і аспірантів,  
присвяченої Міжнародному дню студента – (15-19 листопада 2021 р.).  
– Суми, 2021. – 602 с.**

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

## ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ЗВ'ЯЗКОВОГО КАРКАСУ ПРОМБУДІВЛІ

Пугач Ф.М., студ. 2 курсу ОС «Магістр», спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія»  
Срібняк Н.М., к.т.н., доцент кафедри будівельних конструкцій  
Сумський НАУ

У зв'язковому каркасі основні несучі конструкції утворюються системою колон, горизонтальних дисків – перекриттів та вертикальних елементів – діафрагм (пілонів).

Роль перекриттів у системі несучих конструкцій значно зростає. Крім основної роботи на вертикальні навантаження перекриття сприймають діючі на будинок горизонтальні сили і передають їх діафрагмам, перерозподіляють зусилля між діафрагмами в зонах зміни їхньої схеми та співвідношення жорсткостей, беруть участь у спільній роботі надземної частини будівлі з фундаментами. При великих відстанях між діафрагмами або між крайніми діафрагмами та торцями будівлі зусилля у площині перекриттів можуть бути досить великими.

Характерна риса зв'язкового каркаса – вузли з'єднання ригелів з колонами. З погляду статичної схеми ці вузли могли бути шарнірними.

Діафрагми сприймають частину вертикальних і всі горизонтальні навантаження, що діють на будинок і передають їх фундаментам. Забезпечують загальну стійкість будівлі, які жорсткість визначає значення переміщень несучих конструкцій і в цілому.

За статичною схемою діафрагми подаються у вигляді консольних елементів, защемлених у фундаментах. Іноді, щоб збільшити жорсткість та загальну стійкість будівлі, пілони об'єднують зв'язками в одному або кількох рівнях за висотою будівлі. Ці зв'язки виконують у вигляді монолітних залізобетонних балок або сталевих ферм заввишки один поверх. При такому поєднанні сукупність діафрагм утворює просторову рамну систему.

Зв'язковий каркас при дії місцевих вертикальних навантажень розглядається як рама з ярусами, що не зміщуються в горизонтальному напрямку. У зв'язковому каркасі діафрагми забезпечують стійкість будівлі, тому при реконструкції та ремонті будівлі неприпустимі зміни у конструкціях діафрагм жорсткості [1].

Колони будівель зі зв'язковим каркасом сприймають вертикальні навантаження від ділянок перекриттів, що спираються на них. Їхня участь у загальній роботі будівлі на горизонтальні навантаження дуже мало і, як правило, у розрахунку не враховується [1].

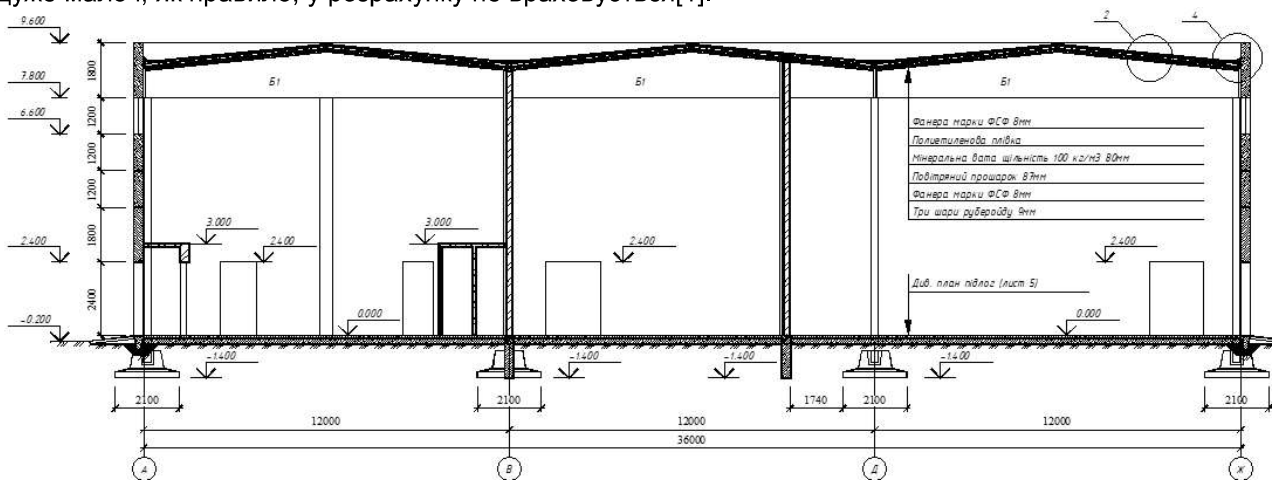


Рис. 1 Поперечна плоска рама каркасу

Планується побудувати в ПК Ліра-САПР кінцевоелементну просторову раму каркасу цеху з переробки молочної продукції та дослідити особливості її роботи.

Будівля цеху по переробці молока продукції відноситься до споруд з повним несучим каркасом, з само-несучими огорожуючими стіновими конструкціями, стійково-балочної схеми поперечника.

Каркас передбачено зв'язкового типу з сіткою колон 6,0 x 12,0 м. Просторова жорсткість та стійкість каркасу будівлі забезпечена за рахунок жорсткого замонолічення колон в стакани фундаментів та установки металевих хрестоподібних зв'язків. Колони прийняті залізобетонні перерізом 300x300 мм за серією серії 1.823.1. Балки покриття прийняті індивідуального виготовлення, клеєфанерні, коробчатого перерізу, довжиною 12 м. Для покриття будівлі використовуються клеєфанерні плити покриття підвищеної заводської готовності.

Список використаної літератури:

1. Связевой каркас. <https://www.ngpedia.ru/id76915p1.html>

Гребельний Д.І., Савченко Л.Г. РОЗРАХУНОК КРОКВЯНОЇ СИСТЕМИ З УРАХУВАННЯМ ЇЇ ПРОСТОРОВОЇ РОБОТИ.....	166
Гречаниченко М.М. БЮГАЗОВА СТАНЦІЯ – КРОК НА ЗУСТРІЧ АЛЬТЕРНАТИВНИМ ВИДАМ ЕНЕРГІЇ .....	167
Гузела К.В., Бородай А.С. АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНІ ОСОБЛИВОСТІ ЛЬОДОВИХ АРЕН ....	168
Дегтярьов А.С. ОБҐРУНТУВАННЯ РОЗРАХУНКОВОЇ СХЕМИ ПЛИТИ БЕЗОПАЛУБОЧНОГО ФОРМУВАННЯ, ЗАЩЕМЛЕНОЇ В ЦЕГЛЯНУ КЛАДКУ .....	169
Дупеха М.С. ОЦІНКА ЕНЕРГОЗБЕРЕЖЕННЯ ПРИ БУДІВНИЦТВІ.....	170
Зубченко І.В., Бородай А.С. АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНІ ОСОБЛИВОСТІ ОКЕАНАРИУМІВ.....	171
Кербут Т.В. ОБҐРУНТУВАННЯ ПРОЕКТУ РЕСТАВРАЦІЇ ПАЛАЦУ К.Г.РОЗУМОВСЬКОГО – ПАМ'ЯТКИ АРХІТЕКТУРИ КІНЦЯ ХVІІІ- ПОЧАТКУ ХІХ СТОЛІТЬ В СВІТЛІ ІСТОРІЇ ТА БУДІВЕЛЬНОЇ ЕВОЛЮЦІЇ .....	172
Копоть С.А. УТОЧНЕННЯ РОЗРАХУНКОВОГО ОПОРУ МАТЕРІАЛУ НАБИВНИХ ПАЛЬ В ПРОБИТИХ СВЕРДЛОВИНАХ.....	173
Кулик В.В., Циганенко Г.М. ВАРІАНТИ ПІДСИЛЕННЯ МЕТАЛЕВИХ ЕЛЕМЕНТІВ ФЕРМ ПОКРИТТЯ .....	174
Куліш А.І., Срібняк Н.М. ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОСТОРОВОЇ РОБОТИ ЗБІРНОГО ДИСКУ ПЕРЕКРИТТЯ ДИТЯЧОГО САДКА.....	175
Нагорний М.В., Лобода І.В., Шульга А.В. МОДЕЛЮВАННЯ РЕБРИСТОЇ ЧАСТИНИ МОНОЛІТНОЇ ПЛИТИ СТРИЖНЕМ ТАВРОВОГО ПЕРЕРІЗУ .....	176
Марченко С.С., Савченко Л.Г. ПІДВИЩЕННЯ ПРОСТОРОВОЇ ЖОРСТКОСТІ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ .....	177
Маслов І., Височин І.А. ВПЛИВ ТИПУ ЕЛЕМЕНТУ СТРУКТУРИ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ПЛИТИ ПОКРИТТЯ.....	178
Мироненко В.Ю. ПЛЮСИ ТА МІНУСИ БАГАТОФУНКЦІОНАЛЬНИХ ЖИТЛОВИХ КОМПЛЕКСІВ ....	179
Мірошніченко Ю., Циганенко Г.М. СПИРАННЯ СТРУКТУРНИХ ПОКРИТТІВ .....	180
Монастиренко В. АКТУАЛЬНІСТЬ ЖИТЛОВОГО БУДІВНИЦТВА.....	181
Мостовий В.В., Савченко О.С. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ РІЗНИЦІ КЛАСУ БЕТОНУ ЯДРА ЖОРСТКОСТІ ТА ІНШИХ КОНСТРУКЦІЙ МОНОЛІТНО-КАРКАСНИХ БУДІВЕЛЬ НА ЇХ ПРОСТОРОВУ ЖОРСТКІСТЬ.....	182
Ніколаєнко Ю.В. АРХІТЕКТУРНА ВІЗУАЛІЗАЦІЯ ЖИТЛОВИХ БАГАТОФУНКЦІОНАЛЬНИХ КОМПЛЕКСІВ.....	183
Ніколаєнко М.Р. ВИЗНАЧЕННЯ ВЕЛИЧИНИ МАКСИМАЛЬНО ПРИПУСТИМОГО ОБПИРАННЯ ДЛЯ ПЛИТ, ЗАЩЕМЛЕНИХ В ЦЕГЛЯНУ СТІНУ.....	184
Ніфонтова А.А., Бородай А.С. МІСТОБУДІВНА ТА ФУНКЦІОНАЛЬНО-ПЛАНУВАЛЬНА ОРГАНІЗАЦІЯ ПОЗАШКІЛЬНИХ НАВЧАЛЬНИХ ЗАКЛАДІВ .....	185
Павленко О.М., Савченко Л.Г. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ЗБІРНОГО ЗАЛІЗОБЕТОННОГО НАСТИЛУ НА РОБОТУ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПОЛІГОНАЛЬНОЇ ФЕРМИ.....	186
Пентина О.І. ОСІДАННЯ НАБИВНИХ ПАЛЬ У ПРОБИТИХ СВЕРДЛОВИНАХ .....	187
Півторак Д.М. ПИТАННЯ РЕАЛІЗАЦІЇ РОЗРАХУНКІВ НА ПРОГРЕСУЮЧЕ РУЙНУВАННЯ БУДІВЕЛЬ .....	188
Поливода В.С. ОСОБЛИВОСТІ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ БУДІВЛІ.....	189
Пугач Ф.М., Срібняк Н.М. ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ЗВ'ЯЗКОВОГО КАРКАСУ ПРОМБУДІВЛІ.....	190
Ракульцев А.Г. ЗАЛЕЖНІСТЬ ОПОРНИХ ЗГІНАЛЬНИХ МОМЕНТІВ В ЗАЩЕМЛЕНИХ ПЛИТАХ ПЕРЕКРИТТЯ ВІД ЖОРСТКОСТІ ОСНОВИ.....	191
Рижий О.М. АНТИКОРОЗИЙНА ОБРОБКА КОНСТРУКЦІЙ.....	192
Руденко Я.І., Височин І.А. ОСОБЛИВОСТІ ТА ВИМОГИ ФУНКЦІОНАЛЬНО-ПЛАНУВАЛЬНОГО РІШЕННЯ ГОТЕЛЬНИХ КОМПЛЕКСІВ НА ПРИКЛАДІ М. СУМИ .....	193
Скрипка Є.О. ВИЗНАЧЕННЯ МОДУЛЮ ДЕФОРМАЦІЇ ПІДСИЛЕНОЇ ОСНОВИ.....	194
Спірідонов О.О., Бородай Д.С. ФУНКЦІОНАЛЬНО-ПЛАНУВАЛЬНА ОРГАНІЗАЦІЯ БАГАТОФУНКЦІОНАЛЬНИХ ЖИТЛОВИХ КОМПЛЕКСІВ .....	195
Степаненко Б.В., Бородай Д.С. ПРИЙОМИ АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНОЇ ОРГАНІЗАЦІЇ ТЕАТРІВ НА ПРИКЛАДІ М. СУМИ .....	196
Тараненко С.В., Бородай Д.С. ФУНКЦІОНАЛЬНО-ПЛАНУВАЛЬНА ОРГАНІЗАЦІЯ САНАТОРІЇВ ТА ЇХ ДІЛЯНОК.....	197
Тарасенко А.О. ВИПРОБУВАННЯ ЗАМОЧЕНОЇ ОСНОВИ ПІДСИЛЕНОЇ ҐРУНТОЦЕМЕНТНИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ.....	198
Фесенко Я. ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ РОЗРАХУНКОВИХ СХЕМ КУПОЛЬНОГО ПОКРИТТЯ СПОРТИВНОГО КОМПЛЕКСУ .....	199
Шаповал В.А., Височин І.А. ПЕРЕДУМОВИ ФОРМУВАННЯ ТА ФАКТОРНИЙ ВПЛИВ НА ПРОЄКТУВАННЯ СПОРТИВНО ТЕХНІЧНИХ КОМПЛЕКСІВ НА ПРИКЛАДІ М. СУМИ .....	200
Ярош В.А. ОРГАНІЗАЦІЙНО-ЕКОНОМІЧНІ РІШЕННЯ З ПОКРАЩЕННЯ ЛОГІСТИЧНОЇ КОНЦЕПЦІЇ БУДІВЕЛЬНОГО ПІДПРИЄМСТВА .....	201