

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: Будівництва та експлуатації будівель, доріг та транспортних споруд

РОЗРАХУНКОВО-ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА ДО МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ

ОС « МАГІСТР »

На тему: *Цех з випуску молочної продукції в м.Ромни*

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

Виконав: *студент 2м курсу*
Шульга Андрій Васильович

Керівник : *к.т.н., доцент Нагорний Микола Васильович*

Завідувач кафедри: *к.т.н., Луцьковський Валерій Миколайович*

СУМИ 2021

Анотація

Шульга Андрій Васильович. Цех з випуску молочної продукції в м. Ромни – 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.*

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

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.

В *основній частині* розділу виконано числове дослідження плоских ферм за шарнірно-стержньовою схемою та схеми із жорсткими вузлами. Сформульовано висновки. Виконано розрахунки клеєфанерної плити покриття та клеєфанерної балки покриття. Виконано розрахунок стовпчатого фундаменту під колону.

Технологічно-організаційний розділ: наведено відомості щодо підготовки об'єкту будівництва та розроблено технологічну карту на монтаж зовнішніх стінових панелей.

Список публікацій та/або виступів на конференціях студента:

1. Срібняк Н.М., Лобода І.В., Шульга А.В. Реконструкція частини нежитлової будівлі по вул. Любецька у м. Чернігові. / Матеріали науково-практичної конференції викладачів, аспірантів та студентів Сумського НАУ (19-23 квітня 2021 р.). – Суми, 2021. – 478 с.
2. Нагорний М.В., Лобода І.В., Шульга А.В., Моделювання ребристої частини монолітної плити стрижнем таврового перерізу. /Матеріали Всеукраїнській студентській науковій конференції, присвяченої Міжнародному дню студента (15-19 листопада 2021 р.).– Суми, 2021.С.176

ЗМІСТ

Завдання

Анотація

ВСТУП

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИЙ

1.1. Ситуаційний план

1.2. Об'ємно-планувальне рішення

1.3 Архітектурно-конструктивне рішення

1.3.1

1.4. Інженерні-розрахунки

1.4.1 Панельні стіни

1.4.2 Віконне заповнення

1.4.3 Покриття

РОЗДІЛ 2. ДОСЛІДНИЦЬКО-РОЗРАХУНКОВИЙ

2.1 Пункт «дослідницько- розрахунковий»

2.1.1 Актуальність теми

2.1.2. Мета, задачі, об'єкт та предмет дослідження, методи наукового дослідження

2.1.3. Практичне значення отриманих результатів

2.1.4. Аналіз публікацій та досліджень, що існують

2.2 Моделі клеєфанерної балки, що прийнято до розрахунку

2.2.1 Типи з'єднань дерев'яних елементів

2.2.2 Болтові з'єднання

2.2.3 Клейові з'єднання

2.2.4 Моделі клеєфанерної балки, що прийнято до розрахунку

2.2 Пункт «розрахунково-конструктивний»

2.2.1 Вихідні дані до розрахунку клеєфанерної плити покриття

2.2.2 Компоновка робочого перерізу панелі

2.2.3 Збір навантажень на панель

2.3 Розрахунок клеєфанерної балки коробчатого перерізу

2.3.1 Вихідні дані

2.3.2 Навантаження на балку

2.3.3 Статичний розрахунок балки.

2.4 Розрахунок стовпчатого фундаменту під колону

РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ

3.1. Підготовка об'єкта будівництва

3.2. Технологія виконання будівельних процесів – розробка технологічної карти на монтаж зовнішніх стінових панелей

3.2.1 область застосування технологічної карти

3.2.2. Визначення складу та об'ємів будівельно-монтажних робіт

3.2.3 Потреба в матеріально-технічних ресурсах

3.2.4 Вказівки до виконання робіт

3.2.5 Вказівки з техніки безпеки

3.2.6 Технічні вимоги та контроль якості процесу

Список використаних джерел

Додатки

ВСТУП

В умовах сьогодення виробництво молочної продукції займає провідне місце в АПК України. В Україні високий економічний, природно-кліматичний, трудовий потенціал розвитку молочної галузі. Разом із тим виробництво молочної продукції має динаміку щорічного скорочення, тому для подолання цієї кризи необхідно проаналізувати сучасний стан виробництва та реалізації молочної продукції, виявити причини негативних явищ та надати рекомендації щодо подальшого розвитку.

Ринок молока та молочних продуктів в Україні є однією із найважливіших та найбільш перспективних складових частин ринку АПК, який знаходиться у двадцятці найбільших світових виробників молока. Від його розвитку залежить забезпечення населення України життєво необхідними продуктами харчування, що виробляються з молока. Молочна галузь, до складу якої входять маслоробна, сироробна, молочноконсервна підгалузі, а також виробництво продукції з незбираного молока, на сучасному етапі є однією з провідних у структурі харчової індустрії України.

Продукція цієї галузі займає важливе місце у споживанні населення. Частка витрат на молочні продукти становить 15% від загальних витрат на харчування (це четверте місце після витрат на хлібобулочні, м'ясні, борошняні та макаронні вироби). Нині функціонує близько 350 підприємств із переробки молока, з яких 80 виробляють 90% суцільномолочної продукції [17; 18]. У зв'язку зі значною конкуренцією на ринку можна виділити низку лідерів, які займають найбільші частки ринку: ДП «Лакталіс-Україна», ТОВ «Данон», ТОВ «Терра Фуд», ТОВ «Люстдорф», ПрАТ «Молочний альянс», ПрАТ «Вінницький молочний завод «Рошен», ТОВ «Група компаній «Альянс», ПАТ «Вімм-Білл-Данн Україна», ПрАТ «Комбінат «Придніпровський», ПрАТ «Тернопільський молокозавод» та багато інших. Керівництво цих підприємств вкладає значні кошти в модернізацію виробництва та поліпшення якості молока та молочних продуктів, слідує та відповідно реагує на зміни

кон'юнктури ринку, постійно поліпшує та розширює асортимент видів продукції для покращення процесу виробництва продукції, збільшення обсягів реалізації продукції та отримання чистого прибутку. Частки ринку виробників молочної продукції 2017 р. у відсотковому значенні зображено на рис. 1 [4], з якого видно, що лідируючі позиції займають такі молокопереробні підприємства України:– ПрАТ «Вінницький молочний завод «Рошен»: частка на ринку – 10 %;– ТОВ «Терра Фуд»: частка на ринку – 9 %;– ТОВ «Люстдорф»: частка на ринку – 8 %. За даними Державної служби статистики України, чисельність корів в Україні за 2017 р. зменшилася майже на 60 тис. голів – до 2,108 млн. Велика рогата худоба на фермах продовжує «вимирати», і з 1990 р. прослідко-вується поступове зниження її чисельності (рис. 2, [5]). Позитивним є зростання продуктивності виробництва молока українськими підприємствами, яка в 2017 р. досягла 6 тис. кг/корову. З кожним роком молочний ринок України суттєво скорочує обсяги експорту через втрату ринку збуту в окремих країнах СНД та поступово нарощує їх імпорт. Це негативно відображається як на українських підприємствах, які займаються виробництвом та переробкою молока (зумовлено зменшенням потужностей), так і на зовнішньоторговельному балансі.

Дослідження сучасного стану молочної галузі України та виокремлення основних проблем та напрямів розвитку показало, що ця галузь є досить прибутковою та пріоритетною для України. Головними завданнями для поліпшення розвитку ринку молока та молочних продуктів є створення дієвої законодавчої бази для молокопереробних підприємств; припинення гальмування виробництва молочної продукції; створення умов здорової конкуренції та захист споживачів від неякісної продукції. Не менш важливим чинником є виведення продукції молочної галузі на міжнародний рівень, пошук напрямів збільшення обсягів реалізації на внутрішньому та зовнішньому ринках молочної продукції, зокрема тієї, яка становить основну частину продукції молочної галузі. Додатково необхідно створити ефективний

механізм із контролю виконання та реалізації програми щодо підвищення ефективності праці на ринку молока та молочних продуктів.

Таким чином є доцільним проектування та будівництво невеликих підприємств з переробки сільськогосподарської продукції, як таким, що в найбільшій мірі відповідають економічним відношенням на Україні, які складаються в останній час.

РОЗДІЛ 1.
АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНЕ РІШЕННЯ

1.1.1 Вихідні дані до проектування

Робота на тему «Цех з випуску молочної продукції в м. Ромни» розроблений на основі завдання .

Місце будівництва –м. Ромни Сумської області.

Згідно ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія» [1]

кліматичний район- П;

кліматичний підрайон- ПВ.

температура найбільш холодної 5-ти денки -24°C

температура найбільш холодної доби -27°C

глибина промерзання ґрунтів - 90см.

Геологічні дослідження показали, що на ділянки залягають ґрунти:

1 шар ґрунту- ґрунтово-рослинний шар, товщиною 0,5м;

2 шар ґрунту- супсь-текуча – 3,2м;

3 шар ґрунту- супсь-пластична – 5,5м;

ґрунтові води відсутні.

Прийняті характеристик и будівлі:

Клас будівлі –П.

Ступінь довговічності – П.

Ступінь вогнестійкості – П.

Вихідні данні для побудови рози вітрів [1] наведено в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 Дані для побудови рози вітрів

Місяці	Повторюваність напрямку вітру, %							
	Пн	ПнСх	Сх	ПдСх	Пд	ПдЗх	Зх	ПнЗх
Січень	7	9	10	19	13	16	14	12
Липень	13	13	6	8	9	9	17	25

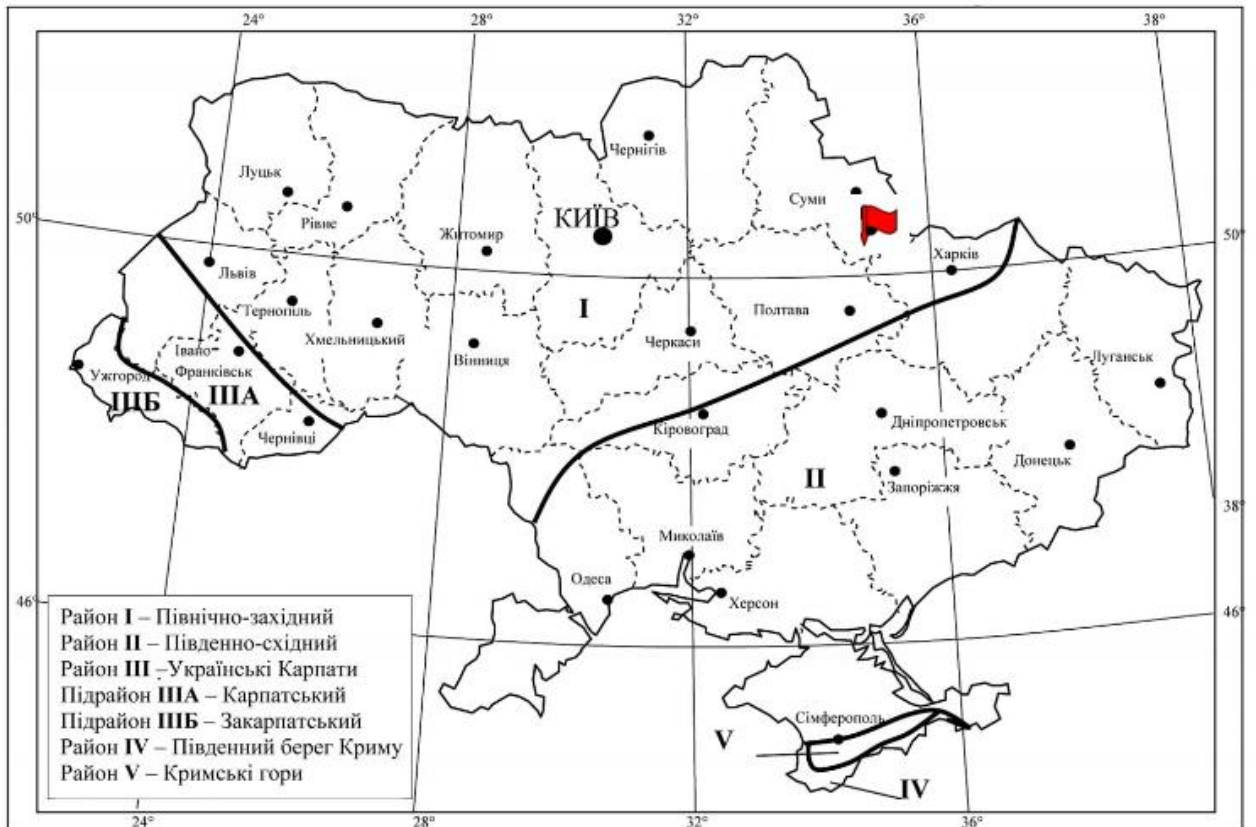


Рис.1.1. Розташування м. Ромни Сумської області на мапі архітектурно-будівельного кліматичного районування України за [1]

1.1.2 Коротка характеристика об'єкту

Будівля цеху з переробки молочної продукції, що проектується, розміщується в промисловому районі міста Охтирка.

Рельєф місцевості спокійний. Основою фундаментів служать непросадкові супісі.

Цех призначений для виробництва та нетривалого зберігання, фасування та відправки в торговельну мережу масла, сиру, згущеного молока та творогу. Виробництво продукції здійснюється на двох механізованих лініях устаткованих технологічним обладнанням. Потужність цеху складає 3 тони масла та 1.5 тон сиру за зміну. Будівля цеху без завантажувально-розвантажувальної рампи має розміри в плані 66,0 x 36,0 м та висоту до низу несучих конструкцій покриття 7,8 м.

Будівля, що проектується, є повнокаркасна, з залізобетонними колонами та клеєфанерними балками та плитами покриття. Зовнішня огорожа з тришарових стінових панелей.

При розробці плану проекту враховані технологічні вимоги виробництва, враховані необхідні розміри проїздів та проходів в цехах для безпечної організації виробництва. Основну площу будівлі займають приміщення, пов'язані з технологічним процесом. Так як лінії технологічно незалежні одна від другої тому вони знаходяться в різних відділеннях цеху. На даному об'єкті передбачені також різноманітні комори та лабораторії. Для тимчасового зберігання доставленої сировини передбачені сировинні площі.

В таблиці 1.2 наведена експлікація приміщень цеху.

Таблиця 1.2 Експлікація приміщень

№ з/п	Найменування	Площа, м ²	Категорія за вибухо-небезпечністю
1	Кабіна майстра		
2	Лабораторія		
3	Маслоцех	200,8	Д
4	Холодильна камера	71.3	Д
5	Холодильна камера для масла	103.1	Д
6	Приміщення для оформлення документів	8.4	
7	Експедиція	22.5	Д
8	Холодильна камера	5.8	
9	Холодильна камера для сиру	5.8	
10	Цех розливу	584.1	Д
11	Кабіна майстра	-	

12	Комора	1.5	Д
13	Експедиція	75.4	Д
14	Холодильна камера	199.1	Д
15	Холодильна камера для творогу	46.2	Д
16	Приміщення для оформлення документів	9.0	
17	Кабіна майстра	-	
18	Цех з виробництва сиру	428.2	Д
19	Відділення централізованого миття	180.0	Д
20	Відділення збагачення сироватки	173.4	Д
21	Електрощитові	16.8	Д
22	Веткамера	67.9	Д
23	Теплопункт	139.9	Д
24	Повітряна компресорна	51.5	Д
25	Коридор	29.6	
26	Кімната начальника компресорної	5.1	Д
27	Електрощитові	16.9	Д
28	Тамбур	1.8	
29	Респіраторна	4.2	Д
30	Гардеробна	9.8	
31	санвузол	3.5	

1.1.3 Технологія виробництва

Цех з виробництва вершкового масла й сиру розрахований на приймання 12,5 т незбираного молока на добу, переробку його на вершкове масло та сир.

Доставка цільного молока в цех здійснюється згідно з графіком технологічних процесів:

- тривалість приймання молока 2,5 години в зміну;
- тривалість зміни 8 годин;
- число змін в році становить 256.

Для випуску готової продукції передбачено обладнання:

- для виробництва вершкового масла «Автоматизована лінія потокового виробництва вершкового масла П8-0ЛФ».

- для виробництва твердого та м'якого сиру [2]: машина для виробництва сиру CDT (TECNICAL (Іспанія).

Продуктивність цеху:

- виробництво вершкового масла -3,0 т/зм.

- виробництво сиру – 1,5 т/зм.

Технологія виробництва максимально автоматизована, передбачається автоматизація роботи насосів, холодильних машин, вентиляційного обладнання. Управління обладнанням здійснюється як місцево, так і дистанційно з операторської. Мийка технологічного обладнання здійснюється розчином кальцинованої соди і розчинами кислоти і луги, які надходять в бак установки В2-0У2-У для подальшої нейтралізації в ньому. Контроль кислотності в резервуарі мийної машини здійснюється за допомогою перетворювача П-210.

Як холодильної машини застосована установка 1МКТ-28-2-0, що працює в Автоматичний режим в залежності від роботи насосів крижаної води №1 і №2. Вентилятор градирні працює в Автоматичний режим в залежності від температури охолоджувальної води. Управління насосами крижаної води, оборотного водопостачання та вентилятором градирні проводиться ящиком Я5000К. Передбачено автоматичне включення резервного насоса при зупинці робітника. Також для насосів крижаної води виконана блокування, що унеможливорює запуск насосів при порожніх акумуляторних баках. В якості запірної арматури на підводі крижаної води до технологічного устаткування використовуються електромагнітні вентилі керовані за допомогою вимикачів, встановлених в обслуговуючих приміщеннях відповідно до графіка роботи обладнання.

1.2 КОНСТРУКТИВНЕ РІШЕННЯ

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

1.2.1 Основні елементи будівлі.

Фундаменти.

Основою для фундаментів служать непросадкова супісь. Ґрунтові води знаходяться на глибині 14 м від поверхні ґрунту. За хімічним складом ґрунтові води являються неагресивними. Фундаменти під колони запроектовані окремо стоячі стаканного типу розмірами 2,1 м х 2,1 м в плані залізобетонні із бетону класу С16/20. Фундментні балки прийняті за серією 1.421-1 [4].

Під цегляні ділянки стін та внутрішні стіни передбачені стрічкові монолітні фундаменти із бетону класу С 16/20.

Специфікація фундаментів наведена в табл.1.3.

Таблиця 1.3 Специфікація збірних з/б виробів

<i>Марка поз.</i>	<i>Позначення</i>	<i>Найменування</i>	<i>Кіл.</i>	<i>Вага од. кг</i>	<i>Прімітка</i>
Ф1	Серія 1.020-1	Ф 21-21	54	1252	
Ф2	Серія 1.421-1	Ф 42	34	1060	

Стіни.

Зовнішні стіни в будівлі запроектовані із тришарових стінових панелей товщиною 300 мм. Панелі кріпляться за допомогою зварки закладних деталей до колон. Ділянки цегляних стін виконуються з глиняної звичайної цегли марки 75 на розчині марки 25 товщиною 380 мм. Для підвищення теплозахисних характеристик цегляних ділянок кладка стін виконана колодязною з заповненням теплоізоляційними матеріалами прошарків (див

теплотехнічний розрахунок). Перегородки запроектовані із звичайної глиняної цегли марки 75 на цементно-піщаному розчині марки 25.

Каркас.

Каркас передбачено зв'язкового типу з сіткою колон 6,0 x 12,0 м. Просторова жорсткість та стійкість каркасу будівлі забезпечена за рахунок жорсткого замоноличення колон в стакани фундаментів та установки металевих хрестоподібних зв'язків. Колони прийняті залізобетонні перерізом 300x300 мм за серією серії 1.823.1 [5].

Специфікація збірних залізобетонних виробів наведена в табл. 1.4

Таблиця 1.4 Специфікація збірних залізобетонних конструкцій

Номер поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Вага од., кг	Примітка
		<i>Колони</i>			
K1	Серія 1.823.1-2 8.1	2К51.3-1	24	1180	
K2	Серія 1.823.1-2 8.1	2К51.3-2-1	24	1150	
K3	Серія 1.823.1-2 8.1	2К48.3-2-1	6	960	
		<i>Перемички</i>			
1	Серія 1.038.1-1	3ПБ27-8-П	34	197	
2	Серія 1.038.1-1	2ПБ16-2-П	18	65	

Конструкції покриття.

Балки покриття прийняті індивідуального виготовлення, клеєфанерні, коробчатого перерізу, довжиною 12 м. Для покриття будівлі використовуються клеєфанерні плити покриття підвищеної заводської готовності.

Гідроізоляція передбачена горизонтальна по верхньому обрізу фундаментних балок із цементно-піщаного розчину складу 1:2.

Покрівля. Для покрівлі в будівлі прийнята рулонна покрівля з трьох шарів руберойду на бітумній мастиці з бронюванням шаром гравію. В якості пароізоляції передбачається використання одного шару поліетиленової плівки. Утеплювач прийнятий згідно теплотехнічного розрахунку.

Пароізоляція, утеплювач та перший шар руберойду влаштовується при виготовленні плит покриття в заводських умовах.

1.3 ВНУТРІШНЄ Й ЗОВНІШНЄ ОЗДОБЛЕННЯ

Підлоги.

Загалом покриття підлог прийняте як керамічна кислототривка плитка та мозаїчне бетонне покриття; керамічна плита, бетонне покриття. В приміщеннях, де постійно перебувають люди передбачне лінолеумне покриття.

На рис. 1.2 наведено план підлог.

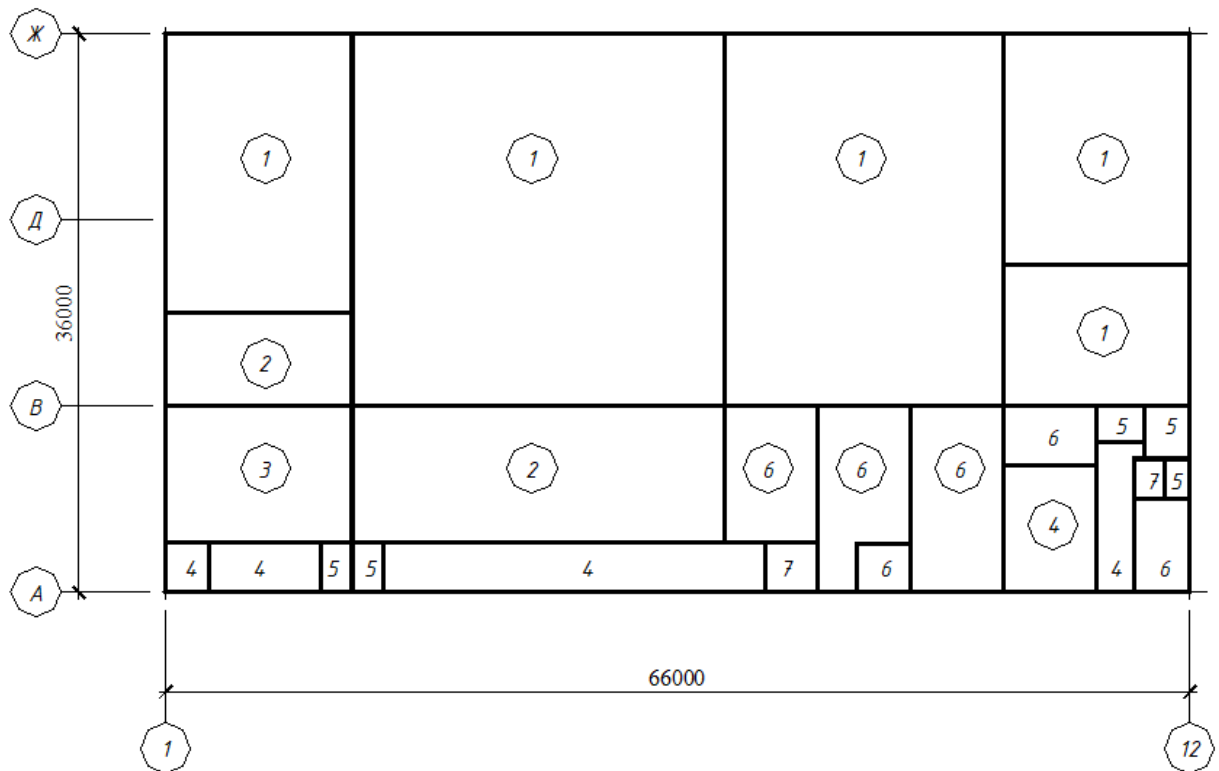
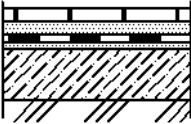
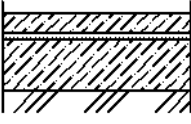
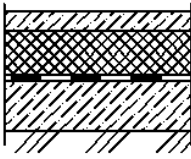
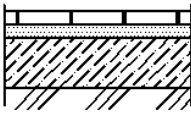
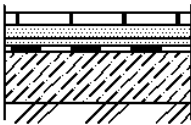
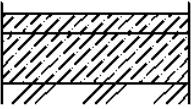
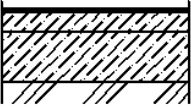


Рис.1.2 План підлог цеху

Експлікація підлог наведена в таблиці 1.5.

Таблиця 1.5 Експлікація підлог цеху

Номер приміщення за планом	Тип підлоги за планом	Схема підлоги або номер вузла за серією	Елементи підлоги та їх товщина	Площа підлоги м ²
1,2,3,10, 11,12,17, 18,19,20	1		<p>Керамічна кислотоупорна плитка ТКД - 30мм Цементно-піщаний розчин М300 з добавками - 20мм 2 шари гідроізолю на бітумній мастиці Цементно-піщаний розчин М100 - 20мм Бетон класу В15 - 100мм Ущільнений щебнем ґрунт</p>	1019.4
4,14	2		<p>Бетон мозаїчного складу класу В30 - 40мм Цементно піщаний розчин М150 - 20мм Бетон класу В15 - 100мм Ущільнений щебнем ґрунт</p>	316.6
5	3		<p>Бетон мозаїчного складу класу В30 - 40мм Пінополістирол 40кг/м³ - 300мм 2 шари гідроізолю на бітумній мастиці Бетон класу В15 - 100мм Ущільнений щебнем ґрунт</p>	312.5
6,7,13, 24,25, 28	4		<p>Мозаїчні бетонні плити - 30мм Цементно піщаний розчин М150 - 20мм Бетон класу В15 - 100мм Ущільнений щебнем ґрунт</p>	1347.1
8,9,29, 30	5		<p>Керамічна плитка - 13мм Цементно-піщаний розчин М300 з добавками - 20мм Цементно піщаний розчин М150 - 20мм 2 шари гідроізолю на бітумній мастиці Бетон класу В15 - 100мм Ущільнений щебнем ґрунт</p>	277.0

15,22, 23,21,27	6		Бетон класу В22.5 – 25мм Бетон класу В15 – 100мм Ущільнений щебнем ґрунт	572.5
16,26	7		Линолеум полівинілхлоридний на тканинній основі – 25мм Прослойка із швидкотвердіючої мастики на водостійкому в'язу- чому Бетон класу В22.5 – 25мм Бетон класу В15 – 100мм Ущільнений щебнем ґрунт	123.8

Віконне та дверне заповнення.

Металопластикові віконні панелі прийняті згідно ДСТУ Б.В.2.7-130:2007 марки ПВД 12-18 та ПВД 12-48, розмірами 1.6 x 1.2 і 4.6x1.2 м.

Складаються із рами із відкриваючими стулками та обв'язки із гнутих профілів. Заскління стулок панелей подвійне. Кріплення панелей до колони здійснюється за допомогою болтів. Скло в рамах кріплять за допомогою кляммерів та ущільнюючих прокладок із резини.

Двері металеві, двостулкові і одностулкові по ГОСТ 6629-88 марок:

ДГ 24-15, ДГ 21-13, ДГ 24-16, ДГ 24-12, ДГ 24-20. Дверні прорізи обрамляють коробками з обв'язкою із кутників. Обв'язку для сталевих полотен виготовляють із кутників \perp 75 x 3, а полотна – зі сталевих листів товщиною 2 мм. Полотна дверей штаповані по рейковому заповненню із листа δ , 2 мм). У цеху використовуються металеві ворота РВС 3,6 x3,6м (вагою $m=0,475t$) у кількості 5 одиниць;

Специфікація столярних виробів наведена в таблиці 1.6.

Таблиця 1.6 Специфікація елементів заповнення прорізів

Номер поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Вага од., кг	Примітка
		<i>Вікна</i>			
01	ГОСТ 12506-81	ПВД 12-18	43		
02	ГОСТ 12506-81	ПВД 12-48	31		
		<i>Двері</i>			
1	Серія 1.136-10	ДГ 21-7 ЩП	1		
2	Серія 1.136-10	ДГ 24-10	2		
3	Серія 1.136-10	ДГ 24-15	14		
4	Серія 1.136.5-19	ДН 24-10 Щ1	6		
5	Серія 1.136.5-19	ДН 24-15 Щ	10		
6	Серія 1.136-10	ДГ 21-7	14		
7	Серія 1.136-10	ДГ 24-9	1		
8	Серія 1.136-10	ДГ 21-9 ЩП	1		

Внутрішня поверхня стін оштукатурена простою штукатуркою з подальшим вапняним пробілюванням та масляним пофарбуванням окремих ділянок стін.

- 1.4 ЗОВНІШНЄ ОПОРЯДЖЕННЯ

Ззовні поверхня стін пофарбована полімерно-цементною фарбою.

1.5 ФІЗИКО-ТЕХНІЧНІ РОЗРАХУНКИ ОГОРОДЖУВАЛЬНОЇ КОНСТРУКЦІЇ

Район будівництва – місто Охтирка (перша зона кліматичного районування та друга зона вологості – “нормальна”).

Розрахунок виконуємо за ДБН В.2.6-31:2016 . «Теплова ізоляція будівель» [6].

Нормативний опір теплопередачі:

- для панельних стін $R_{\text{ТР}}^0=2.2 \text{ м}^2\cdot^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$,
- для покриття $R_{\text{ТР}}^0=2.7 \text{ м}^2\cdot^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$,
- для віконного заповнення $R_{\text{ТР}}^0=0.5 \text{ м}^2\cdot^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$,

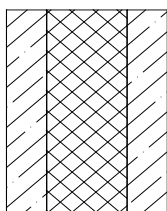
Температура внутрішнього повітря – 16°C .

Вологість внутрішнього повітря – 65%.

Вологовий режим приміщень – вологий.

Умови експлуатації конструкцій – Б.

1.5.1 Панельні стіни



1 2 3

1. Залізобетон $\delta_1=50\text{мм}$ $\gamma_1=2500\text{кг}/\text{м}^3$ $\lambda_1=2.04 \text{ Вт}/\text{м}\cdot^{\circ}\text{C}$
2. Утеплювач $\delta_2=200\text{мм}$ $\lambda_2=?$ $\gamma_2=?$
3. Залізобетон $\delta_3=50\text{мм}$ $\gamma_3=2500\text{кг}/\text{м}^3$ $\lambda_3=2.04 \text{ Вт}/\text{м}\cdot^{\circ}\text{C}$

Для забезпечення теплозахисних якостей огорожуючих конструкцій повинна виконуватися умова $R_0 \geq R_0^{\text{ТР}}$.

Для тришарової стінової конструкції маємо:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_{\text{В}}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\alpha_{\text{Н}}};$$

Для стінової огорожі $\alpha_{\text{В}} = 8.7$, $\alpha_{\text{Н}} = 23 \text{ Вт}/\text{м}^2\cdot^{\circ}\text{C}$.

Таким чином:

$$R_0 = \frac{1}{8.7} + \frac{0.05}{2.04} + \frac{0.2}{\lambda_2} + \frac{0.05}{2.04} + \frac{1}{23} \geq R_{TP}^0 = 2.2.$$

Звідки визначається λ_2 (коефіцієнт теплопровідності утеплювача стінової панелі).

$$\lambda_2 \leq 0.100 \text{ Вт/м}^{\circ}\text{С}.$$

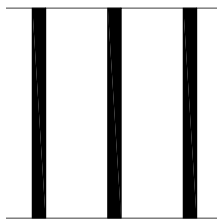
В якості утеплювача прийняті плити мінераловатні напівжорсткі

$$\gamma = 300 \text{ кг/м}^3, \lambda = 0.09 \text{ Вт/м}^{\circ}\text{С}$$

Перевірка опору теплопередачі огорожі:

$$R_0 = \frac{1}{8.7} + \frac{0.05}{2.04} + \frac{0.2}{0.09} + \frac{0.05}{2.04} + \frac{1}{23} = 2.21$$

Отже, $R_0 = 2.21 > R_{TP}^0 = 2.2$. Теплозахисні якості стінової панелі забезпечені.



1.5.2 Віконне заповнення

1,3,5. – Скло віконне $\delta = 3 \text{ мм}$ $\gamma = 2500 \text{ кг/м}^3$ $\lambda = 0.76 \text{ Вт/м}^{\circ}\text{С}$

2,4. – Повітряний прошарок $R_B = 0.14 \text{ м}^2 \cdot \text{С/Вт}$

1 2 3 4 5

Для забезпечення теплозахисних якостей огорожуючих конструкцій повинна виконуватися умова:

$$R_0 \geq R_{TP}^0.$$

Для віконного заповнення маємо:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + R_B + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + R_B + \frac{\delta_5}{\lambda_5} + \frac{1}{\alpha_H};$$

Для віконного заповнення $\alpha_B = 8.7$, $\alpha_H = 23 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{С}.$

Таким чином:

$$R_0 = \frac{1}{8.7} + \frac{0.003}{0.76} + 0.17 + \frac{0.003}{0.76} + 0.17 + \frac{0.003}{0.76} + \frac{1}{23} = 0.51.$$

Отже $R_0 = 0.51 > R_0^{TP} = 0.5$. Тришарове остеклення задовольняє вимогам по опору теплопередачі.

1.5.3 Покриття

1. 3 шари руберойду $\delta_1=12\text{мм}$ $\gamma_1=600\text{кг/м}^3$ $\lambda_1=0.17 \text{ Вт/м}^{\circ}\text{C}$

2. Фанера ФСФ $\delta_2=8\text{мм}$ $\gamma_2=600\text{кг/м}^3$ $\lambda_2=0.18 \text{ Вт/м}^{\circ}\text{C}$

Повітряний прошарок (не враховується)

3. Утеплювач $\delta_3=80\text{мм}$ $\lambda_3=?$ $\gamma_3=?$

Пароізоляція – поліетиленова плівка (не враховується)

4. Фанера ФСФ $\delta_4=8\text{мм}$ $\gamma_4=600\text{кг/м}^3$ $\lambda_4=0.18 \text{ Вт/м}^{\circ}\text{C}$

Для забезпечення теплозахисних якостей огорожуючих конструкцій повинна виконуватися умова $R_0 \geq R_0^{TP}$.

Для чотиришарової конструкції маємо:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_H};$$

Для покриття $\alpha_B = 8.7$, $\alpha_H = 23 \text{ Вт/м}^2\text{}^{\circ}\text{C}$.

Таким чином:

$$R_0 = \frac{1}{8.7} + \frac{0.012}{0.17} + \frac{0.08}{0.18} + \frac{0.08}{\lambda_3} + \frac{0.08}{0.18} + \frac{1}{23} \geq R_0^{TP} = 2.7$$

Звідки визначається λ_3 (коефіцієнт теплопровідності утеплювача панелі покриття).

$$\lambda_{23} \leq 0.093 \text{ Вт/м}^{\circ}\text{C}$$

Прийняті плити мінераловатні підвищеної жорсткості

$\gamma=100\text{кг/м}^3$, $\lambda=0.076 \text{ Вт/м}^{\circ}\text{C}$

Перевірка опору теплопередачі панелі покриття:

$$R_0 = \frac{1}{8.7} + \frac{0.012}{0.17} + \frac{0.08}{0.18} + \frac{0.08}{0.076} + \frac{0.08}{0.18} + \frac{1}{23} = 2.84$$

Отже, $R_0 = 2.84 > R_0^{TP} = 2.7$. Теплозахисні якості панелі покриття забезпечені.

1.6 ІНЖЕНЕРНЕ ТА САНІТАРНО ТЕХНІЧНЕ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ

Інженерне та санітарно-технічне забезпечення прийнято згідно норм [6–12].

Джерелом водозабезпечення молокопереробного цеху служить існуюча система міста. Зовнішня водопровідна система запроектована із поліетиленових напірних труб \varnothing 110 мм за ДСТУ Б В.2.7-151:2008 [13], які закладаються на глибину 1,8 м від поверхні землі.

Забезпечення гарячою водою проводиться шляхом нагріву холодної води в підігриваючих системах цеху.

Система каналізації прийнята самостійна з керамічних труб \varnothing 150 мм за [14] ДСТУ Б В.2.5-57:2011 Труби керамічні каналізаційні. Технічні умови в каналізаційну систему міста.

РОЗДІЛ 2.
ДОСЛІДНИЦЬКО-РОЗРАХУНКОВИЙ

2.1. Пункт «Дослідницько-розрахунковий»

2.1.1 Актуальність теми

Хвойну деревину використовують для виготовлення основних елементів дерев'яних конструкцій та будівельних деталей. Прямі високі стовбури хвойних дерев із невеликою кількістю сучків дозволяють отримувати прямолінійні пиломатеріали з обмеженою кількістю вад. Хвойна деревина містить смоли, завдяки чому вона краще пручається зволоженню та загниванню, ніж листяна.

Листяна деревина більшості порід є менш прямолінійною, має більше сучків і більш схильна до загнивання, ніж хвойна. Вона майже застосовується виготовлення основних елементів дерев'яних будівельних конструкцій.

Дубова деревина виділяється серед листяних порід підвищеною міцністю та стійкістю до загнивання. Однак, через дефіцитність і високу вартість вона використовується тільки для невеликих сполучних деталей.

Березова деревина також відноситься до твердих листяних порід. Її використовують головним чином для виготовлення будівельної фанери. Потребує захисту від загнивання [36].

2.1.2. Мета, задачі, предмет і об'єкт дослідження. Методи наукового дослідження.

Метою роботи є дослідження варіантів моделювання плоских стержньових конструкцій (ферм).

Задачі, що були сформульовані для досягнення поставленої мети.

- аналіз конструктивних вирішень з'єднання елементів дерев'яних конструкцій;
- моделювання схеми плоскої ферми (дерев'яного каркасу клеєфанерної балки) за двома типами вузлових з'єднань – шарірним та жорстким;
- виконання та аналіз статичного розрахунку двох моделей;
- формулювання висновків з дослідження.

Об'єкт дослідження – кінцевоелементна модель плоскої ферми, що в конструктивному вирішенні являє собою каркас крокв'яної клеєфанерної балки.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан моделі – кінцевоелементна модель плоскої ферми, що являє собою каркас крокв'яної клеєфанерної балки.

Методи дослідження – числовий метод розрахунку будівельних конструкцій; метод моделювання КЕ схем.

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

Публікації

1. Срібняк Н.М., Лобода І.В., Шульга А.В. Реконструкція частини нежитлової будівлі по вул. Любецька у м. Чернігові. / Матеріали науково-практичної конференції викладачів, аспірантів та студентів Сумського НАУ (19-23 квітня 2021 р.). – Суми, 2021. – 478 с.
2. Нагорний М.В., Лобода І.В., Шульга А.В., Моделювання ребристої частини монолітної плити стрижнем таврового перерізу. /Матеріали Всеукраїнській студентській науковій конференції, присвяченої Міжнародному дню студента (15-19 листопада 2021 р.).– Суми, 2021.С.176

2.2.3. Практичне значення отриманих результатів

Результати досліджень дозволяють методом числового експерименту визначити більш раціональну для розрахунків схему каркасу клеєфанерної балки.

2.2.4. Аналіз публікацій та досліджень, що існують

В [37] наводяться приклади способів регулювання жорстких характеристик у комп'ютерних моделях. Зокрема методом зміни типів вузлових з'єднань елементів можна досягти тієї чи іншої картини напружено-деформованого стану конструкції.

Зазначено в [37], що сучасні досвідчені інженери конструюють ферми з урахуванням шарнірно-стрижневої схеми. Тобто конструюють вузли жорсткими, нехтуючи моментами, що виникають у таких вузлах.

2.3 Моделі клеєфанерної балки, що прийнято до розрахунку

2.3.1 Типи з'єднань дерев'яних елементів

Розміри лісоматеріалів (довжина та перерізу) обмежені, тому окремо вони можуть бути застосовані тільки у вигляді стійок та балок невисокої несучої здатності. Для створення більшості будівельних конструкцій дерев'яні елементи мають бути міцними та надійно з'єднаними між собою. За допомогою з'єднань ряд елементів з'єднується по довжині – зрощується, по ширині – згуртовується, зв'язується під кутом вузлами та прикріплюється до опор – анкерується.

З'єднання є найвідповідальнішими деталями дерев'яних конструкцій. При виготовленні багатьох з'єднань в елементах конструкцій роблять отвори та врізки, що послаблюють їх перерізи та підвищують їхню деформативність. Руйнування дерев'яних конструкцій починається здебільшого у з'єднаннях. Деформативністю з'єднань пояснюються підвищені прогини дерев'яних конструкцій. Таким чином, від правильного рішення, розрахунку та виготовлення з'єднань залежать міцність та деформативність конструкції в цілому.

Анізотропія будови, мала міцність деревини при сколюванні, розтягуванні поперек волокон та зминанні є причиною великої складності та різноманітності з'єднань конструкцій з дерева.

Найбільш просто і надійно вирішуються конструкції з'єднань стислих дерев'яних елементів, в яких зусилля передаються безпосередньо від елемента, елементу і не потрібно спеціальних робочих зв'язків. Більш складно вирішуються з'єднання елементів, що згинаються, в яких для передачі зусиль потрібні робочі зв'язки.

Найбільш складно вирішуються з'єднання розтягнутих елементів. Вони є небезпека тендітного руйнування деревини по ослабленим перерізам, і навіть у результаті сколювання і розтягування поперек волокон. Застосування в з'єднаннях розтягнутих елементів податливих зв'язків зменшує небезпеку їх

крихкого руйнування. Складність з'єднання розтягнутих дерев'яних елементів наводить їх у ряді конструкцій заміни металевими.

За характером роботи всі основні з'єднання дерев'яних конструкцій можуть бути поділені на такі групи:

- а) з'єднання без спеціальних зв'язків, що вимагають розрахунку, – упори та врубки;
- б) з'єднання зі зв'язками, що працюють на стиск - шпонками і колодками;
- в) з'єднання зі зв'язками, що працюють на вигин, – нагельми-болтами, штирями, цвяхами, гвинтами, дерев'яними пластинками та штирями;
- г) з'єднання зі зв'язками, що працюють на розтяг, – болтами, цвяхами, гвинтами та хомутами;
- д) з'єднання зі зв'язками, що працюють на зсув, – клейовими швами.

У зв'язку з тим що ті самі зв'язки входять у різні групи, зручно вивчати з'єднання дерев'яних конструкцій у порядку: з'єднання без спеціальних зв'язків, з дерев'яними зв'язками, з металевими зв'язками, з клейовими зв'язками.

Клейові з'єднання, найпрогресивніші та найтехнологічніші, є основними з'єднаннями елементів при заводському виготовленні дерев'яних конструкцій. З'єднання, що не потребують спеціальних зв'язків (упори та врубки), застосовуються головним чином при будівництві, виготовленні дерев'яних конструкцій. Металеві з'єднання є універсальними та широко використовуються при обох основних методах виготовлення дерев'яних конструкцій. Сполуки з дерев'яними зв'язками є застарілими типами з'єднань, що потребують значних витрат ручної праці. Вони застосовуються рідко і лише при будівництві виготовлення дерев'яних конструкцій.

Всі з'єднання дерев'яних конструкцій є **податливими, за винятком клейових**. Деформації в них утворюються в результаті нещільностей, що виникають при виготовленні, від усушки та зминання деревини, особливо поперек волокон та вигину зв'язків. Величина цих деформацій при тривалому

дії розрахункових навантажень у з'єднаннях, де деревина працює упоперек волокон, приймається рівною 3 мм, тоді як у всіх інших випадках— 1,5—2 мм. У більшості з'єднань дерев'яних конструкцій, крім клейових, в результаті дії стискаючих зусиль або початкового обтиску, наприклад при постановці болтів, виникають між елементами, що з'єднуються сили тертя, які зменшують зусилля у зв'язках. Однак ці сили внаслідок можливої знакозмінності зусиль, усушки деревини та ослаблення початкових натягу зв'язків можуть знизитися до нуля і тому розрахунком не враховуються. Вони враховуються тільки при короткочасній дії стиснення з коефіцієнтами тертя пластів по пластів 0,2, торця по пластів 0,3 і коли вони викликають додаткові напруження з коефіцієнтом тертя 0,6.

2.3.2 Болтові з'єднання.

Болти (рис. 2.1) є стандартизовані вироби з будівельної сталі марки С38/23. Болти, що застосовуються у більшості дерев'яних конструкцій, називаються чорними та виготовляються без точної обробки. Вони відрізняються значною довжиною, що відповідає великим перерізам дерев'яних елементів, та забезпечуються великими квадратними шайбами, необхідними для розподілу зусилля в болті на достатню площу деревини. Розміри перерізів болтів наведені у додатку V. Найбільшого поширення набули болти діаметром 12, 16 та 20 мм.

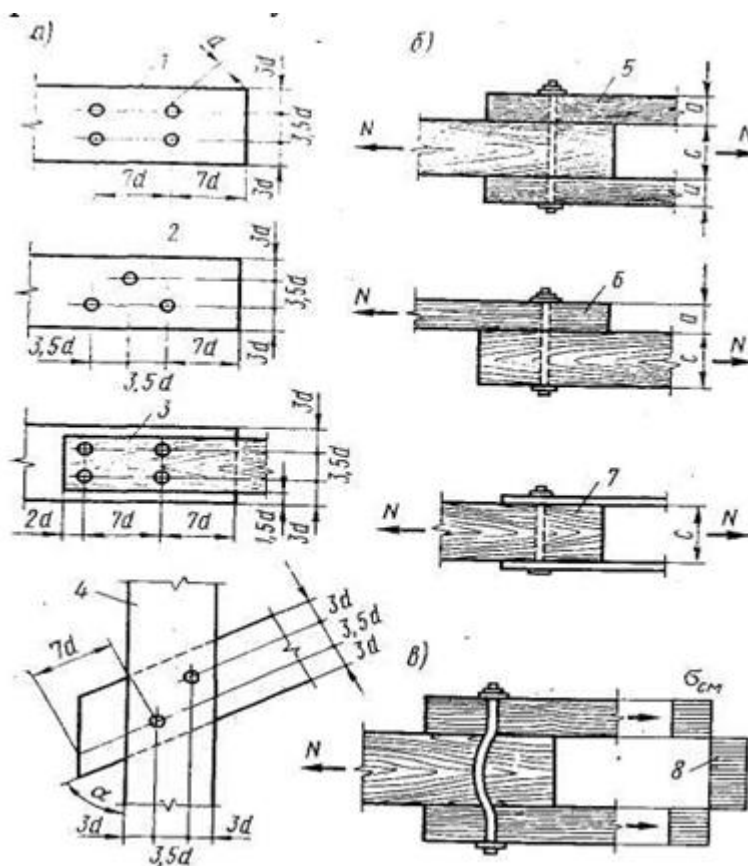


Рис. 2.1 Згинальні болти:
 а - схеми розміщення; б –
 розрахункові схеми; в – схема
 роботи; 1 - пряме розміщення;
 2 – шахове; 3 – у сталевих
 накладках; 4 - у з'єднаннях під
 кутом; 5 - симетрична
 двозрізна схема; 6 –
 несиметрична однозрізна; 7
 двозрізна – зі сталевими
 накладками; 8 - умовні епюри
 напружень змінання

Для постановки болтів в елементах, що з'єднуються, просвердлюють отвори такого ж діаметра, як і болт. Для надійного збігу отворів при складанні конструкцій свердлили отвори слід одним проходом свердла через елементи, що з'єднуються, або в окремих елементах за шаблонами. Болтові з'єднання бувають зі стяжними, розтягнутими і болтами, що згинаються.

З'єднання зі стяжними болтами служать для щільного з'єднання окремих елементів при їхньому поперечному згуртуванні і в деяких вузлах конструкцій. Вони можуть виникати лише незначні зусилля, і їх не потрібно. Перерізи стяжних болтів встановлюються з конструктивних міркувань. Діаметр болтів не повинен бути менше 12 мм і менше 1/20 загальної товщини елементів, що з'єднуються.

Шайби стяжних болтів повинні мати ширину не менше 3,5 та товщину не менше 0,25 розміру їх діаметра. У перші роки експлуатації стяжні болти нерідко слабшають і потребують підтяжки.

З'єднання з розтягнутими болтами застосовуються при анкерному кріпленні дерев'яних конструкцій до опор, при підвішуванні до конструкцій

перекриттів та обладнання та у вузлових з'єднаннях. Вони сприймають діючі в з'єднаннях зусилля, що розтягують N .

Болт працює і розраховується на розтяг по площі перерізу ослабленою нарізкою F . Розрахунковий опір сталі приймається зменшеним на 20% з урахуванням концентрації напружень, що розтягують, а в зоні нарізки.

Болтові з'єднання зі сталевими накладками використовуються у вузлах конструкцій. Накладки зазвичай робляться двосторонніми з листової сталі. Відстань від осей болтів до країв накладок має бути не менше двох діаметрів болтів вздовж та півтора – поперек зусилля. Ці з'єднання на болтах, що згинаються, є симетричними і двозрізними. Несучу здатність одного зрізу болта за зминанням деревини визначають за формулою [1]:

$$T_c = 5cdk_\alpha \quad (2.1)$$

а за вигином болта, враховуючи його часткове защемлення в накладках, - за формулою

$$T_n = 25d^2 \sqrt{\kappa_\alpha} \quad (2.2)$$

2.3.3 Клейові з'єднання

Клейові з'єднання є найбільш прогресивними видами з'єднань елементів дерев'яних конструкцій заводського виготовлення. Їх основою є конструкційні синтетичні клеї. Ці сполуки характеризуються низкою важливих переваг. Склеювання дає можливість із дощок обмежених перерізів та довжин виготовляти клеєні елементи несучих конструкцій будь-яких розмірів та форм. Вони можуть бути прямими і вигнутими, постійного, змінного та профільного перерізу, довжиною, що вимірюється десятками метрів, і висотою, що вимірюється метрами.

Клейові з'єднання є міцними, монолітними і мають таку малу податливість, що її можна не враховувати при розрахунках і рахувати клеєні елементи як цілісні. Клейові сполуки є водостійкими, стійкими проти загнивання та впливу низки хімічно агресивних середовищ, що забезпечує

довговічність клеєних елементів. Ці з'єднання технологічні, і їх здійснення легко механізується і автоматизується, вимагаючи обмежених трудовитрат. Однак склеювання допускається тільки у спеціально обладнаних опалювальних цехах з припливно-витяжною вентиляцією для видалення шкідливостей та під суворим лабораторним контролем. При склеюванні є можливість використовувати деревину маломірну та знижену якість шляхом видалення значних пороків з подальшим стикуванням. Клейові сполуки є безметалевими. Це виправдовує економічну доцільність застосування склеювання та є причиною швидкого зростання обсягів виробництва клеєних дерев'яних конструкцій.



2.3.4 Моделі клеєфанерної балки, що прийнято до розрахунку

Клеєні балки з дощок та фанери, склеєні синтетичним клеєм, є основним видом складових балок заводського виготовлення. Розміри та форма перерізів складових клеєних балок може бути практично будь-який незалежно від сортаменту пиломатеріалів та фанери. Клеєна деревина і фанера довше опираються загниванню і мають більшу межу вогнестійкості, ніж цільна деревина. Жорсткі та стійкі проти зволоження клейові сполуки забезпечують монолітність балок.

Існуючі види клеєних балок можна розділити на дві основні групи:

- 1) дощатоклеєні балки, що складаються зі склеєних між собою дощок (рис.2.3);
- 2) клеєфанерні балки, що складаються з дощатих поясів та приклеєних до них стін із водостійкої фанери.

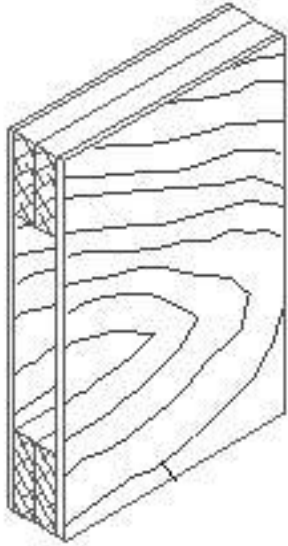


Рис. 2.3 Клеєфанерна балка
коробчастого перерізу

Дощатоклеєні балки застосовують, головним чином, як основні несучі конструкції покриття сільських, громадських і промислових будівель, використовують їх також у вигляді прогонів, прольоти та навантаження яких не дозволяють застосовувати прогони цільного перерізу, а також у вигляді головних балок перекриттів, мостів та інших споруд.

В проекті прийнято дощатоклеєну балку прольотом 12,0 м (рис. 2.4)

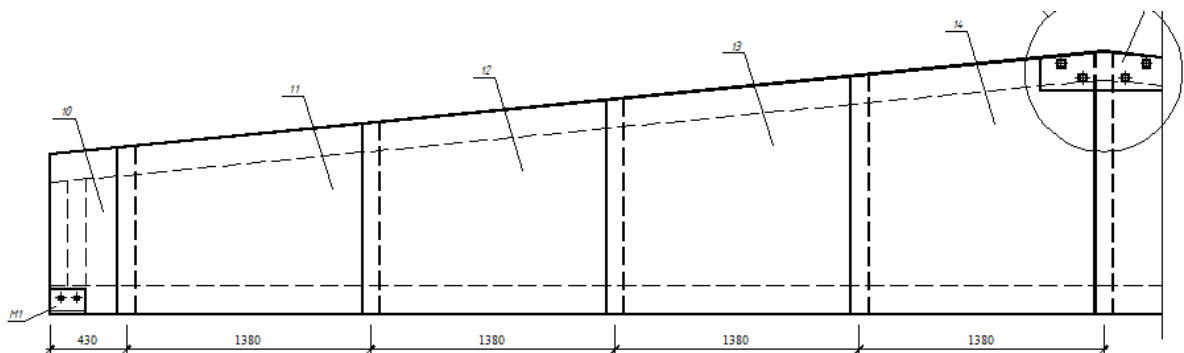


Рис.2.4 Дощатоклеєна напівбалка $l = 12,0$ м

Зусилля від навантаження в такій балці сприймаються клеєними брусками верхнього та нижнього поясу. (рис.2.5)

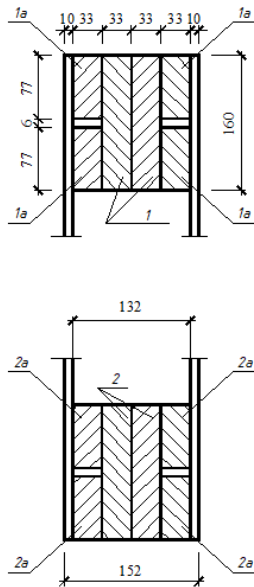


Рис. 2.5 Поперечий переріз балки

Отже, змодельюємо «скелет» балки з брусків у вигляді плоскої ферми в ПК «ЛІРА-САПР». Клеєфанерною обшивкою знехтуємо й моделювати її не будемо (рис.2.6).

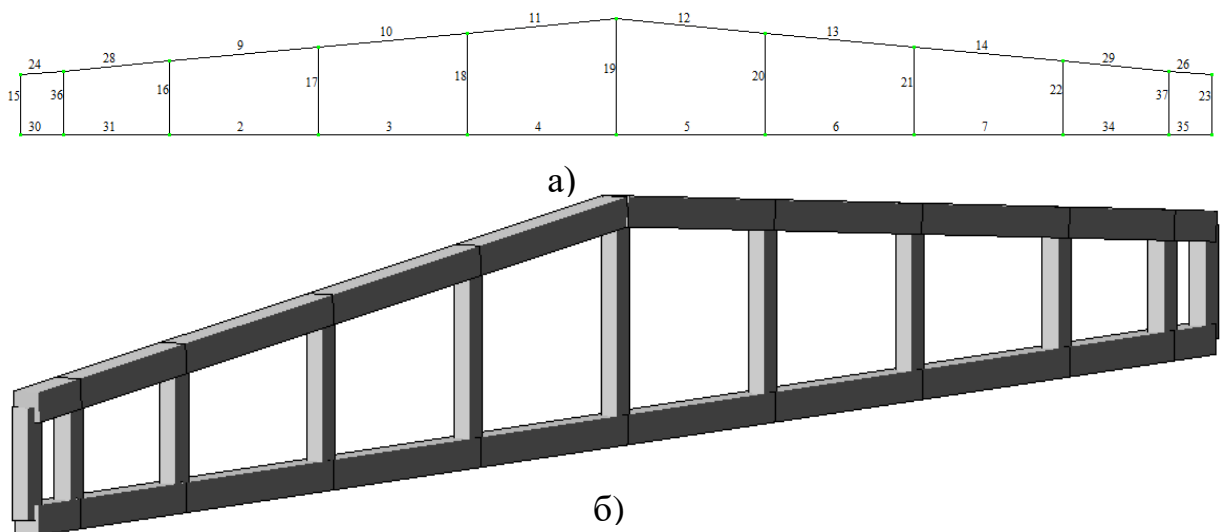


Рис. 2.6 Кінцвоелементна модель клеєфанерної балки-а; прострова 3D модель -б

У комп'ютерній практиці досить широкий клас конструкцій – ферми розраховуються за шарнірно-стрижневою схемою [37] – рис. 2.7.

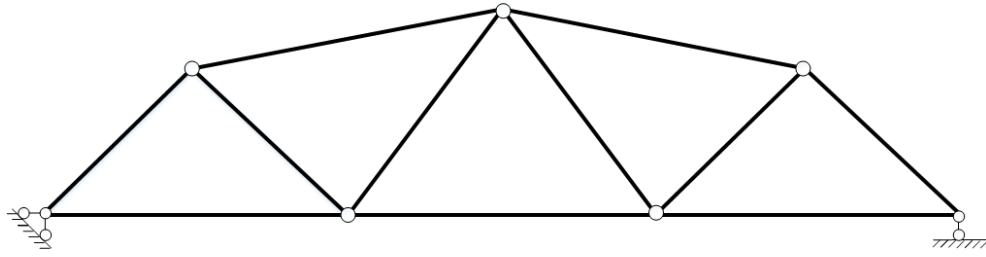


Рис.2.7 Розрахункова схема ферми [2]

Але, як бачимо із відомостей, що наведені вище, разом з тим, вузли сполучення елементів ферми проектуються та виконуються – жорсткими.

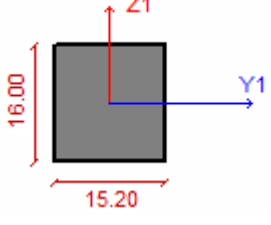
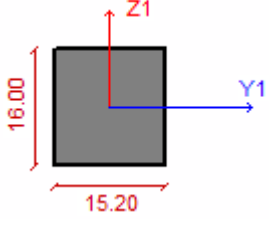
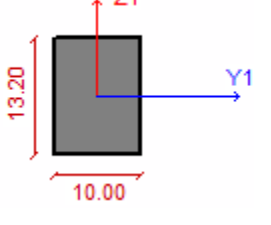
Якщо в «докомп'ютерний» період такий розрахунок був виправданий тим, що шарнірно-стрижнева ферма є статично визначною системою і виконати її «ручний» розрахунок був цілком можливим, а за рамною схемою (жорсткі вузли) виконати розрахунок у «ручному» режимі практично неможливо [37].

Нині інженеру, що використовує програмний комплекс, практично немає різниці, за якою схемою виконати розрахунок. Так, застосовуючи програмний комплекс ЛІРА-САПР, інженеру достатньо вказати ознаку схеми 1 або 3 (плоска або просторова шарнірно-стрижнева схема) або 2 (рамна схема) [37].

Разом про те сучасні досвідчені інженери конструюють ферми з урахуванням шарнірно-стрижневої схеми, тобто конструюють вузли жорсткими, *нехтуючи моментами, що мають місце в таких вузлах* [37].

Характеристики жорсткості моделі за рис.2.6 наведено в таблиці 2.1

Таблиця 2.1 Характеристики жорсткостей елементів клеєфанерної балки

Назва елементу	Поперечний переріз, мм	$E, \text{т/м}^2$	$R, \text{т/м}^3$
1.Нижній пояс		$1,01937 \cdot 10^6$	0,81
2.Верхній пояс		$1,01937 \cdot 10^6$	0,81
3.Стійки		$1,01937 \cdot 10^6$	0,81

На рис.2.8 наведено КЕ схему , що прийнято до розрахунку. Схема завантажена погонним навантаженням $q = 1,51 \text{ т/м}$.

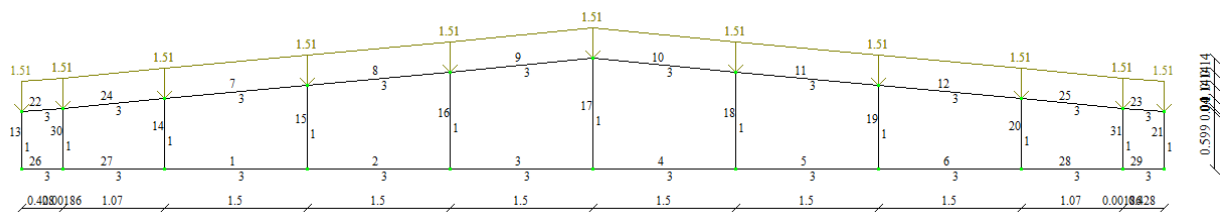


Рис. 2.8 Схема, що завантажена погонним навантаженням

Розглянемо дві моделі цієї конструкції:

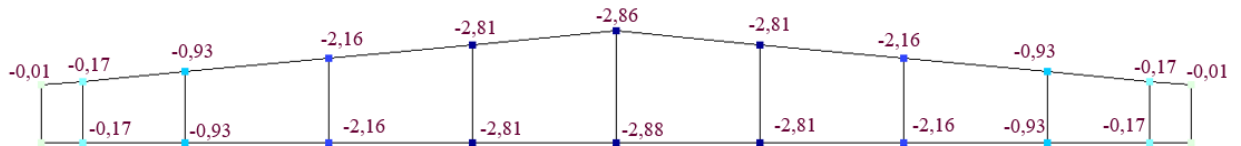
1-ша модель: Схема 1- шарнірно-стежньова;

2-га модель: Схема 2- з жорсткими вузлами;

Для шарнірно-стежньової схеми приймемо тип стежньового елемента №4 (КЕ просторової ферми), а для схеми з жорсткими вузлами – КЕ №10 (універсальний просторовий стержньовий елемент).

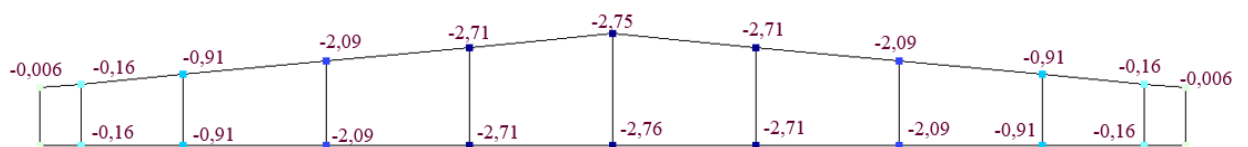
На рис. 2.9 наведено величини вузлових переміщень для двох схем.

Схема 1



а)

Схема 2

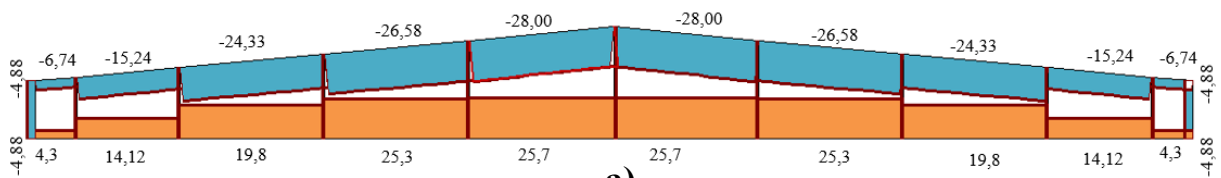


б)

Рис. 2.9 Переміщення вузлів схеми вздовж осі Z: в Схемі 1-а; в Схемі 2-б

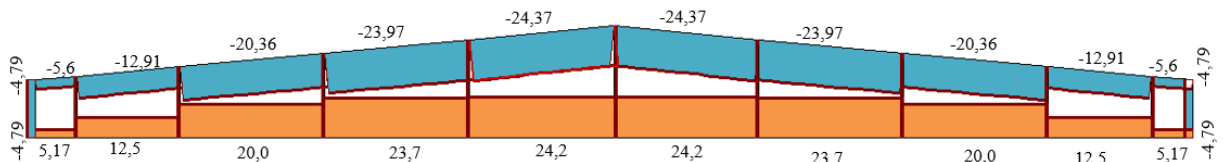
На рис. 2.10 наведено епюри поздовжніх сил розтягу (стиску) в елементах каркасу клеєфанерної балки за двома розрахунковими схемами.

Схема 1



а)

Схема 2

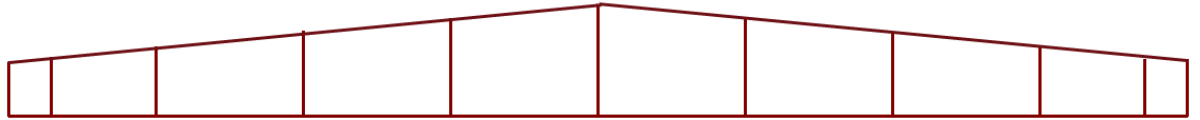


б)

Рис. 2.10 Епюри поздовжніх сил N : в Схемі 1-а; в Схемі 2-б

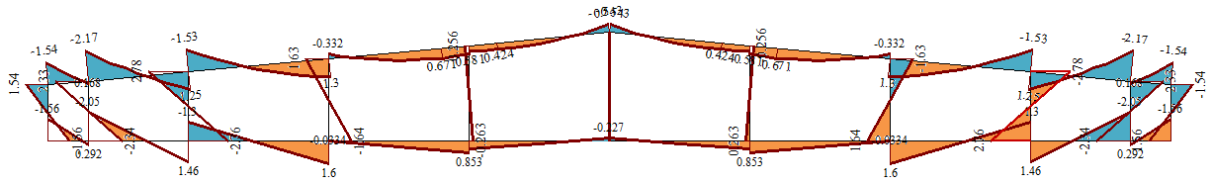
На рис.2.11 наведено епюри моментів вигину в елементах каркасу клеєфанерної балки за двома розрахунковими схемами.

Схема 1



а)

Схема 2



б)

Рис. 2.11 Епюри момекнтів вигину: в Схемі 1– а; в Схемі 2– б

В таблиці 2.2 наведено порівняльні характеристики НДС ферми, розрахованої за шарнірно-стрижневою схемою та з жорсткими вузлами.

Таблиця 2.2 Порівняльні характеристики НДС ферм

Характеристики НДС	Схема 1	Схема 2	Різниця, %
Вертикальне переміщення вузла 21 , мм	-0.17	-0.16	6,25
Вертикальне переміщення вузла 5 , см	-2,88	-2,76	4,34
Поздовжнє зусилля в елементі 1-10 , т	-4,88	-4,79	1,87
Поздовжнє зусилля в елементі 2-3 , т	14,12	12,5	12,96
Момент вигину в перерізі 2-10 , т	0	-1,56	-
Момент вигину в перерізі 21-2 , т·м	0	-2,05	-

Момент вигину в перерізі 13-14, т·м	0	-0,543	-
---	---	--------	---

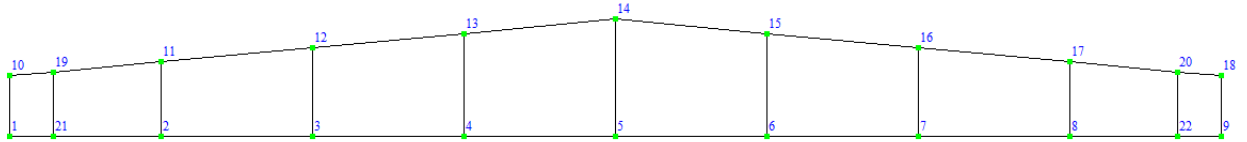


Рис. 2.12 Нумерація вузлів КЕ схеми

Графіки за таблицею 2.2 наведено на рис.2.13–2.15.

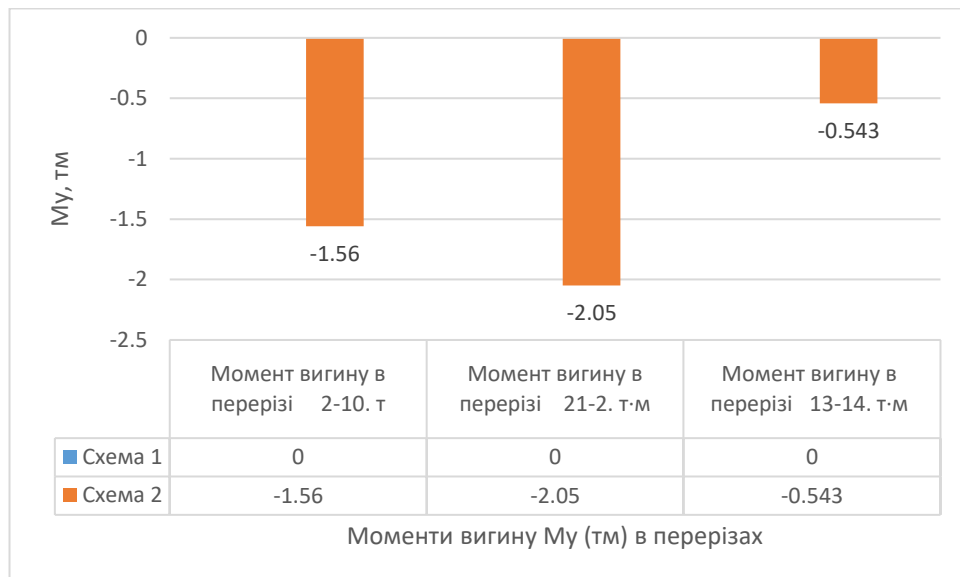


Рис. 2.13 Моменти вигину в деяких перерізах для схем №1 та 2

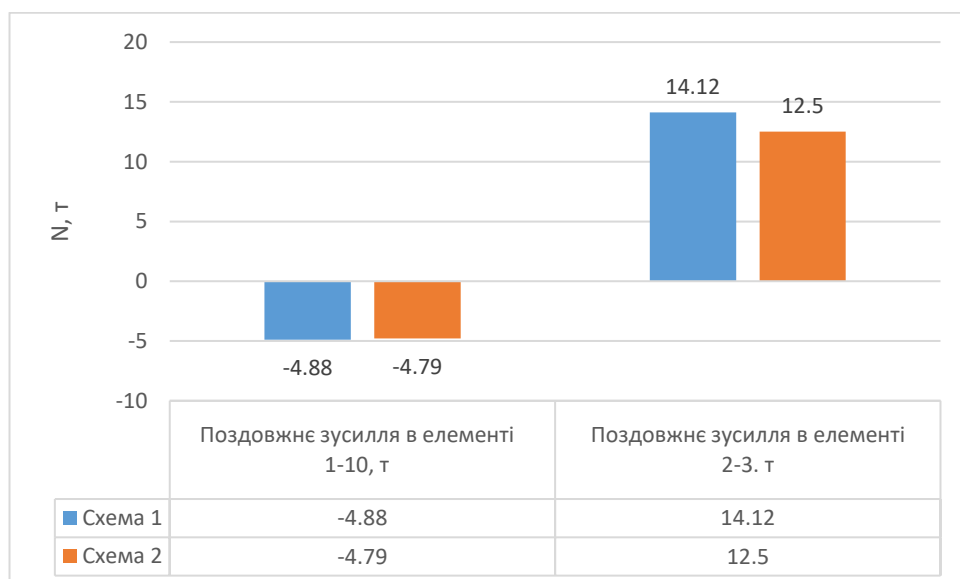


Рис. 2.14 Поздовжня сила в деяких перерізах для схем №№ 1 та 2

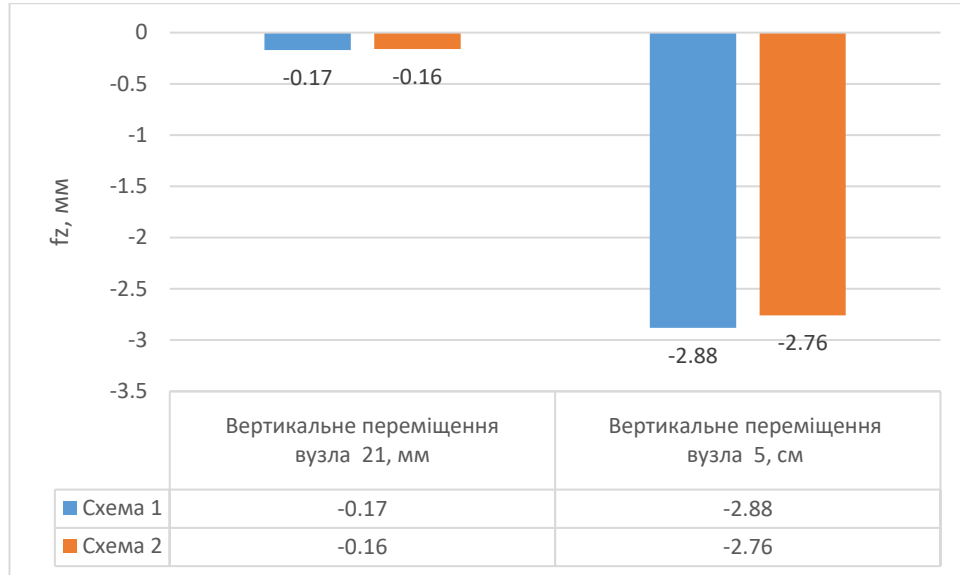


Рис. 2.15 Переміщення деяких вузлів схеми (рис.2.12) для схем №№ 1 та 2

Висновки

Аналізуючи результати розрахунку, наведені в таблиці 2.2, можна зробити наступні висновки:

- переміщення вузлів та нормальні зусилля в елементах за двома схемами практично збігаються;
- жорсткі вузли практично не збільшують жорсткість;
- шарнірно-стрижнева схема є більш доцільною, оскільки значно економічнішою, простішою у виготовленні, а за експлуатаційними характеристиками (деформативність) не поступається схемою з жорсткими вузлами.

2.2. Пункт «Розрахунково-конструктивний»

2.2.1 Розрахунок плити покриття

2.2.1.1 Вихідні дані.

Розміри панелі в плані 1,5 х 6 м; обшивка з водостійкої фанери марки ФСФ сорту В/ВВ; ребра із соснових дощок другого сорту. Клей марки ФРФ-50. Утеплювач – мінераловатні плити товщиною 80 мм на синтетичному в'язучому з $\gamma=1$ кН/м³. Пароізоляція з поліетиленової плівки товщиною 0.2 мм. Покрівля з руберойду в 3 шари.

2.2.1.2 Компоновка робочого перерізу панелі.

Ширина панелі $b_n=1480$ мм, довжина панелі $l_n=5980$ мм. Товщина фанери прийнята 8 мм. Для дощатого каркасу прийняті чорнові заготовки перерізом 50 х 175 мм, які після сушки до вологості 12% та чотирьохстороннього фрезерування на склейку ідуть перерізом 42 х 167 мм. Розрахунковий проліт панелі $l_p=0.99*5980=5920$ мм. Висота панелі прийнята $167+8+8=183$ мм, що складає $183/5920=1/32$ прольоту (рекомендовано 1/30 – 1/35). Каркас панелі складається з 4 поздовжніх ребер. Крок ребер прийнятий із розрахунку верхньої фанерної обшивки на місцевий згин поперек волокон від зосередженої сили $P=1*1.2=1.2$ кН як балки заробленої по кінцях шириною 1000 мм. Відстань між ребрами в вісях $c=(1480-2*42)/3=465$ мм. Згибний момент в обшивці $M=P*c/8=1.2*465/8=69.9$ кН*мм. Момент опору обшивки шириною 1000 мм

$$W=b*\delta_{\phi}^2/6=1000*8^2/6=10670 \text{ мм}^3.$$

Напруження від згину зосередженої сили

$$\sigma=M/W=69900/10670=6.6 \text{ МПа} < 6.50*1.2=7.8 \text{ МПа}$$

де 1.2 – коефіцієнт умов роботи для монтажного навантаження.

Для придання каркасу жорсткості поздовжні ребра стикуються на клею з поперечними ребрами, розташованими то торцях і по середині панелі. Поздовжні кромки панелей при установці стикуються з допомогою

спеціально влаштованого шпунта із трапецевидних брусків, приклесних до поздовжніх ребер.

2.2.1.3 Збір навантажень на панель

Збір навантажень на панель покриття виконано в табл. 2.1

Таблиця 2.1 Навантаження на панель

Вид навантаження	Нормат. навант. q^n кН/м ²	Коеф. перев. n	Розрах. навант. q кН/м ²
3 шари руберойду	0.12	1.3	0.148
Фанера марки ФСФ 2*0.008*7	0.112	1.1	0.123
Каркас із соснової деревини: поздовжні ребра з урахуванням брусків поздовжніх стиків 5*0.167*0.042*5/1.48	0.118	1.1	0.13
поперечні ребра 3*0.092*0.042*5/5.98	0.010	1.1	0.011
Утеплювач – мінераловатні плити 0.08*0.423*1/0.465	0.073	1.1	0.087
Пароізоляція	0.02	1.1	0.022
Постійне	0.453		0.521
Тимчасове (снігове)	0.7	1.6	1.12
Повне	1.153		1.641

Коефіцієнт надійності для снігового навантаження в відповідності до [19] для співвідношення нормативного навантаження покриття до ваги снігового покриву $0,453/0,7=0.647 < 0,8$ прийнятий 1,6.

Повне навантаження на 1 м панелі: нормативне:

$$q_n = 1.153 * 1.4 = 1.73 \text{ кН/м};$$

$$\text{розрахункове } q = 1.641 * 1.4 = 2.46 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахункові характеристики матеріалів. Для фанери марки ФСФ сорту В/ВВ семишарової товщиною 8 мм за [20] ДБН В.2.6-161:2017. «Дерев'яні конструкції» маємо: розрахунковий опір розтягненню $R_{ф,р}=14$ МПа; Розрахунковий опір стиску: $R_{ф,с}=12$ МПа; розрахунковий опір сколюванню: $R_{ф,ск}=0.8$ МПа; модуль пружності $E_{ф}=9000$ МПа; розрахунковий опір прогину $R_{фп90}=6.5$ Мпа. Для деревини за за [20] маємо модуль пружності $E_{д}=10000$ МПа.

Геометричні характеристики перерізу панелі. Приведена розрахункова ширина фанерних обшивок згідно за [20]:

$$b_{пр}=0,9*1,48=1,332 \text{ м}$$

Геометричні характеристики поперечного перерізу клеєфанерної панелі приведена до фанерної обшивки. Приведений момент інерції поперечного перерізу панелі:

$$I_{пр} = I_{ф} + I_{д} \frac{E_{д}}{E_{ф}} = \frac{1.332 * (0.183^3 - 0.167^3)}{12} + 4 * \frac{0.042 * 0.167^3 * 10000}{12 * 9000} = 2.28 * 10^{-4} \text{ м}^4$$

Приведений момент опору поперечного перерізу панелі:

$$W_{пр} = \frac{2.28 * 10^{-4} * 2}{0.183} = 0.25 * 10^{-4} \text{ м}^3$$

Перевірка панелі на міцність. Максимальний момент згину по середині прольоту:

$$M_{max} = \frac{q * l^2}{8} = \frac{2.46 * 5.92^2}{8} = 10.78 \text{ кНм}$$

Напруження в розтягнутій обшивці:

$$\sigma_p = \frac{M_{max}}{W_{пр}} = \frac{10.78 * 10^{-3}}{0.25 * 10^{-2}} = 4.3 \text{ МПа} < 0.6 * 14 = 8.5 \text{ МПа}$$

де 0,6 – коефіцієнт який враховує зниження розрахункового опору фанери в розтягнутих стиках.

Розрахунок на стійкість стисненої обшивки проводиться за формулою:

$$\frac{M_{\max}}{W_{\text{пр}} * \varphi_{\phi}} \leq R_{\phi.c}$$

При відстані між поздовжніми ребрами $c_1=0.424$ м та товщині фанери $\delta_{\phi}=0,008$ м

$$\frac{c_1}{\delta_{\phi}} = \frac{0.424}{0.008} = 53 > 50, \text{ тоді } \varphi_{\phi} = \frac{1250}{(c_1 / \delta_{\phi})^2} = \frac{1250}{53^2} = 0.445$$

Напруження в стисненій обшивці:

$$\sigma_c = \frac{10.78 * 10^{-3}}{0.25 * 10^{-2} * 0.445} = 9.69 \text{ МПа} \approx 9.7 \text{ МПа}$$

Розрахунок на сколювання по клеєвому шару фанерної обшивки (в межах ширини поздовжніх ребер) проводиться за формулою:

$$\frac{Q * S_{\text{пр}}}{I_{\text{пр}} * b_p} \leq R_{\phi.ск}$$

Поперечна сила дорівнює опорній реакції панелі:

$$Q = \frac{q * l_p}{2} = \frac{2.46 * 5.92}{2} = 7.28 \text{ кН}$$

Приведений статичний момент верхньої фанерної обшивки відносно нейтральної вісі:

$$b_p = 4 * 0.042 = 0.168 \text{ м}$$

Дотичні напруження будуть:

$$\tau = \frac{7.28 * 0.093 * 10^{-3} * 10^{-2}}{2.28 * 10^{-4} * 0.168} = 0.23 \text{ МПа} < 0.8 \text{ МПа}$$

Перевірка панелі на прогин. Відносний прогин панелі

$$\frac{f}{l_p} = \frac{5}{384} * \frac{q_n * l_p^3}{E_{\phi} * I_{\text{пр}} * 0.7} = \frac{5 * 2.15 * 5.92^3 * 10^{-3}}{384 * 9000 * 2.28 * 10^{-4} * 0.7} = \frac{1}{254} < \frac{1}{250}$$

де 1/250 – граничний прогин в панелях покриття згідно [21].

2.2.2 Розрахунок клеєфанерної балки коробчатого перерізу.

2.2.2.1 Вихідні дані

Проліт балки 12 м; крок балок 6 м, обшивка з водостійкої фанери марки ФСФ сорту В/ВВ; ребра із соснових дошок другого сорту. Клей марки ФР-12.

Вибір конструкції й компоновання покриття. Товщина фанери прийнята 10 мм. Два пояси балки прийняті однакового перерізу із 4 вертикальних шарів дошок. Середні шари виконуються із чорнових заготовок перерізу 175 x 40 мм, які після сушки до вологості 12% та фрезування їх розміри будуть 160 x 33 мм. Крайні шари, що примикають до фанерних стінок, із тих же дошок з поздовжнім їх розпилем на дві вузькі дошки, розміри яких після фрезування повинні бути 77 x 33 мм. Між останніми має місце горизонтальний зазор 6 мм. Для забезпечення жорсткості фанерних стінок із їх площини між стінками поставлені ребра жорсткості перерізом 100 x 132 мм. Відстань між вісями ребер визначається розмірами фанерного листа, рівного 1525 x 1525 мм. Після обрізки кромek його розміри прийнятий 1480 x 1480 мм. При такій відстані між вісями ребер жорсткості (a_0) отримується рівним довжині фанерного листа, зменшеного на довжину з'єднання "на вус", яке дорівнює десятикратній товщині фанери $10 \cdot \delta_f = 10 \cdot 10 = 100$ мм; тоді $a_0 = 1480 - 100 = 1380$ мм. Перші панелі від опори мають меншу довжину (a'_0).

Геометричні розміри балки. Розрахунковий проліт балки 11.7 м, повна довжина балки з урахуванням опорного майданчика довжиною 200 мм буде

$$L = 11.7 + \frac{0.2}{2} * 2 = 11.9 \text{ м.}$$

Висота балки по середині прольоту приймаємо за умови її достатньої жорсткості (в межах $1/8 - 1/12 L$). Висота балки на опорі прийнята 900 мм, а по середині прольоту 1480 мм. Ухил верхнього поясу балки складає

$$\text{tg}\alpha = \frac{1.48 - 0.9}{11.9} * 2 = 0.0975 \quad (\approx 1:10)$$

2.2.2.2 Навантаження на балку

Збір навантажень на балку покриття виконано в таблиці 2.2

Таблиця 2.2 Збір навантаження на клеєфанерну балку покриття

Вид навантаження	Нормат. навант. q^H кН/м ²	Коеф. перев. n	Розрах. навант. q кН/м ²
3 шари руберойду	0.12	1.3	0.148
Фанера марки ФСФ 2*0.008*7	0.112	1.1	0.123
Каркас із соснової деревини:			
поздовжні ребра з урахуванням брусків			
поздовжніх стиків			
5*0.167*0.042*5/1.48	0.118	1.1	0.13
поперечні ребра			
3*0.092*0.042*5/5.98	0.010	1.1	0.011
Утеплювач – мінераловатні плити			
0.08*0.423*1/0.465	0.073	1.1	0.087
Пароізоляція	0.02	1.1	0.022
Власна вага балки	0.05	1.1	0.06
Постійне	0.50		0.57
Тимчасова (снігова)	0.7	1.6	1.12
Повна	1.20		1.69

Власна вага клеєфанерної балки:

$$g_{св}^H = \frac{g_H + p_H}{\frac{k_{св} * 1}{1000} - 1} = \frac{0.45 + 0.7}{\frac{3.5 * 11.7}{1000} - 1} = 0.05 \text{ кН/м}^2$$

де $k_{св}=3.5$ – коефіцієнт власної ваги.

Коефіцієнт надійності для снігового навантаження в відповідності до [20] для співвідношення нормативного навантаження покриття до ваги снігового покриву $0.5/0.7=0.71 < 0.8$ прийнятий 1,6.

Повне навантаження на 1 м балки: нормативне $q_H=1.2*6=7.2$ кН/м;
розрахункове $q=1.69*6=10.14$ кН/м².

2.2.2.3 Статичний розрахунок балки.

Опірні реакції балки:

$$A = \frac{q * l}{2} = \frac{10.14 * 11.7}{2} = 59.3 \text{кН.}$$

Максимальний момент згину:

$$M_{\max} = \frac{q * l^2}{8} = \frac{10.14 * 11.7^2}{8} = 173.5 \text{кНм}$$

Відстань від опори до перерізу, де нормальні напруження мають найбільше значення:

$$x_p = \frac{h_0^I}{\text{tg}\alpha} * \left(\sqrt{1 + \frac{l * \text{tg}\alpha}{h_0^I}} - 1 \right) = \frac{0.75}{0.0975} * \left(\sqrt{1 + \frac{11.7 * 0.0975}{0.75}} - 1 \right) = 4.52 \text{м}$$

Висота балки в опорному перерізі повна $h_0=0.90+0.0975*0.1=0.91$ м, а висота між центрами поясів $h_0^I=0.91-0.16=0.75$ м.

Момент згину в розрахунковому перерізі на відстані від лівої опори $x_p=4.52$ м

$$M_p = \frac{q * x_p}{2} * (l - x_p) = \frac{10.14 * 4.52}{2} * (11.7 - 4.52) = 164.54 \text{кНм}$$

Відстань від вісі лівого опорного ребра до вісі першого проміжного ребра жорсткості:

$$a_0^I = \frac{11.7}{2} - 4 * 0.138 = 0.33 \text{м.}$$

Відстань від лівої опори до середини першої панелі:

$$x_1 = 0.1 + \frac{0.33 - 0.1 - 0.5 * 0.1}{2} = 0.19 \text{м.}$$

Відстань від опори до середини другої панелі:

$$x_2 = 0.33 + \frac{1.38}{2} = 1.02 \text{м.}$$

Моменти згину:

-по середині першої панелі при $x_1=0.19$ м

$$M_1 = \frac{10.14 * 0.19}{2} * (11.7 - 0.19) = 11.09 \text{кНм.}$$

-по середині другої панелі при $x_2=1.02$ м

$$M_2 = \frac{10.14 * 1.02}{2} * (11.7 - 1.02) = 55.23 \text{кНм.}$$

Перевірка прийнятого перерізу балки. Висота перерізу балки на відстані $x=4.52$ м від опори:

$$h_x = 0.91 + 4.52 * 0.0975 = 1.351 \text{м.}$$

Висота перерізу між вісями поясів:

$$h_x^I = 1.351 - 0.16 = 1.191 \text{м.}$$

Приведений до деревини поясів момент інерції поперечного перерізу балки при $x=4.52$ м

$$I_{\text{пр.д}} = I_d + I_\phi \frac{E_\phi}{E_d} =$$

$$= \left[\frac{0.066 * 0.16^3}{12} + \frac{4 * 0.033 * 0.077^3}{12} + (0.132 * 0.16 - 2 * 0.033 * 0.006) * \frac{1.191^2}{4} \right] *$$

$$* 2 + \frac{2 * 0.033 * 1.351^3}{12} * \frac{9000}{10000} = 184 * 10^{-4} \text{м}^4$$

Середнє нормальне напруження в нижньому розтягнутому поясі

$$\sigma = \frac{M_x * h_x^I}{I_{\text{пр.д}} * 2} = \frac{164.54 * 1.191 * 10^{-3}}{184.5 * 10^{-4} * 2} = 5.31 \text{МПа} < 9 \text{МПа.}$$

Дотичні напруження в стінках балки по нейтральній вісі перевіряється в перерізі на опорі, де поперечна сила має найбільше значення. Приведений до фанери статичний момент поперечного перерізу балки:

$$S_{\text{пр.ф}} = S_\phi + S_d * \frac{E_d}{E_\phi} =$$

$$= 2 * \frac{0.01 * 0.91^2}{8} + (0.132 * 0.16 - 2 * 0.033 * 0.006) * \frac{0.75}{2} * \frac{10000}{9000} =$$

$$= 1.07 * 10^{-2} \text{м}^3.$$

Приведений до фанери момент інерції поперечного перерізу балки:

$$I_{\text{пр.ф}}^0 = I_{\phi} + I_{\text{д}} * \frac{E_{\text{д}}}{E_{\phi}} = 2 * \frac{0.01 * 0.91^3}{12} +$$

$$+ \left[\frac{0.066 * 0.16^3}{12} + \frac{4 * 0.033 * 0.077^3}{12} + (0.132 * 0.16 - 2 * 0.033 * 0.066) * \frac{0.75^2}{4} \right] *$$

$$* 2 * \frac{10000}{9000} = 77.93 * 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Максимальні дотичні напруження по швах між фанерою та деревиною перевіряються в перерізі на опорі. Статичний момент поперечного перерізу поясу:

$$S_{\text{п}} = (0.132 * 0.16 - 2 * 0.033 * 0.006) * \frac{0.75}{2} = 0.78 * 10^{-2} \text{ м}^3.$$

Розрахункова ширина перерізу поясу:

$$b_{\text{р}} = n * h_{\text{п}} = 4 * 0.077 = 0.308 \text{ м};$$

$$\tau_{\text{ск}} = \frac{Q * S_{\text{п}}}{I_{\text{пр.ф}}^0 * b_{\text{р}}} = \frac{59.3 * 0.78 * 10^{-2} * 10^{-3}}{77.93 * 10^{-4} * 0.308} = 0.20 \text{ МПа} < 0.8 \text{ МПа}$$

Стійкість фанерної стінки балки перевіряється на дію дотичних та нормальних напружень по середині першої панелі при $x_1=0,19$ м. Висота перерізу балки $h_1=0,91+0,19*0,0975=0,93$ м.

Висота перерізу між вісями поясів $h_1^I=0,93-0,16=0,77$ м. Висота стінки між внутрішніми кромками поясів $h_{\text{ст}}^I=0,93-2*0,16=0,61$ м. Відношення $h_{\text{ст}}^I/\delta_{\phi}=0,61/0,01=61 > 50$ см, значить, згідно [20], перевірку стінки на стійкість потрібно вести за формулою:

$$\frac{\sigma_{\text{ст}}}{k_{\text{н}} * \left(\frac{100 * \delta_{\phi}}{h_{\text{ст}}} \right)^2} + \frac{\tau_{\text{ст}}}{k_{\tau} * \left(\frac{100 * \delta_{\phi}}{h_{\text{р}}} \right)^2} \leq 1.$$

Приведений до фанери момент інерції перерізу балки по середині першої панелі:

$$I_{\text{пр.ф}}^1 = 2 * \frac{0.01 * 0.93^3}{12} + \left[\frac{0.066 * 0.16^3}{12} + 4 * \frac{0.033 * 0.077^3}{12} + (0.132 * 0.16 - 2 * 0.033 * 0.006) * \frac{0.77^2}{2} \right] * 2 * \frac{10000}{9000} = 82.28 * 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Нормальні напруження в стінці на рівні внутрішньої кромки поясів:

$$\sigma_{\text{ст}}^1 = \frac{M_1 * h_{\text{ст}}^1}{I_{\text{пр.ф}}^1 * 2} = \frac{11.09 * 0.61 * 10^{-3}}{82.28 * 10^{-4} * 2} = 0.41 \text{ МПа.}$$

Приведений до фанери статичний момент поперечного перерізу на висоті внутрішньої кромки поясів:

$$S_{\text{пр.ф}}^1 = 2 * 0.01 * 0.16 * \frac{0.77}{2} + \left[(0.132 * 0.16 - 2 * 0.033 * 0.006) * \frac{0.77}{2} \right] * \frac{10000}{9000} = 1.01 * 10^{-2} \text{ м}^3.$$

Поперечна сила по середині першої панелі при $x_1=0.19$ м:

$$Q_1 = 59.3 - 10.14 * 0.19 = 57.37 \text{ кН.}$$

Дотичні напруження в стінці на рівні кромки поясів:

$$\tau_{\text{ст}}^1 = \frac{57.37 * 1.01 * 10^{-2} * 10^{-3}}{2 * 0.01 * 82.28 * 10^{-4}} = 3.52 \text{ МПа.}$$

Розрахункова висота стінки при $a_0^I < h_{\text{ст}}^1$:

$$h_p = a_0^I = 0.33 \text{ м.}$$

Коефіцієнти k_n , k_τ прийняті по графікам [20].

Відношення:

$$\gamma = \frac{a_0^I}{h_{\text{ст}}^1} = \frac{0.33}{0.61} = 0.54,$$

тоді $k_n=27$ МПа.

Відношення:

$$\gamma_1 = \frac{h_{\text{ст}}^1}{a_0^I} = \frac{0.61}{0.33} = 1.85 \text{ МПа,}$$

тоді $k_\tau=3$ МПа.

Перевірка стійкості:

$$\frac{0.41}{27 * \left(\frac{100 * 0.01}{0.61} \right)^2} + \frac{3.52}{3 * \left(\frac{100 * 0.01}{0.33} \right)^2} = 0.19 < 1.$$

Оскільки в наступній панелі відстань між ребрами жорсткості більше ніж в опорній, потрібна перевірка фанерної стінки балки на стійкість із її площини в середині другої панелі при $x_2=1.02$ м.

Висота перерізу балки $h_2=0.91+1.02*0.0975=1.01$ м. Висота перерізу між всіма поясів $h_2^1=1.01-0.16=0.85$ м. Висота стінки між внутрішніми кромками поясів $h_{ст}^2=0.85-0.16=0.69$ м.

Приведений до фанери момент інерції перерізу балки по середині першої панелі

$$I_{пр.ф}^2 = 2 * \frac{0.01 * 1.01^3}{12} + \left[\frac{0.066 * 0.16^3}{12} + 4 * \frac{0.033 * 0.077^3}{12} + (0.132 * 0.16 - 2 * 0.033 * 0.006) * \frac{0.85^2}{2} \right] * 2 * \frac{10000}{9000} = 100.97 * 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Нормальні напруження в стінці на рівні внутрішньої кромки поясів:

$$\sigma_{ст}^2 = \frac{M_2 * h_{ст}^2}{I_{пр.ф}^2 * 2} = \frac{55.23 * 0.69 * 10^{-3}}{100.97 * 10^{-4} * 2} = 1.89 \text{ МПа}.$$

Приведений до фанери статичний момент поперечного перерізу на висоті внутрішньої кромки поясів:

$$S_{пр.ф}^2 = 2 * 0.01 * 0.16 * \frac{0.85}{2} + \left[(0.132 * 0.16 - 2 * 0.033 * 0.006) * \frac{0.85}{2} \right] * 2 * \frac{10000}{9000} = 1.12 * 10^{-2} \text{ м}^3.$$

Поперечна сила по середині першої панелі при $x_1=1.02$ м:

$$Q_2 = 59.3 - 10.14 * 1.02 = 48.96 \text{ кН}.$$

Дотичні напруження в стінці на рівні кромки поясів:

$$\tau_{\text{ст}}^2 = \frac{48.96 * 1.12 * 10^{-2} * 10^{-3}}{2 * 0.01 * 100.97 * 10^{-4}} = 2.72 \text{ МПа.}$$

Розрахункова висота стінки:

$$h_p = h_{\text{ст}}^2 = 0.69 \text{ м.}$$

Відношення:

$$\gamma = \frac{a_0^2}{h_{\text{ст}}^2} = \frac{1.38}{0.69} = 2,$$

тоді $k_{\text{и}} = 15$ МПа.

Відношення:

$$\gamma_1 = \frac{h_{\text{ст}}^2}{a_0^2} = \frac{0.69}{1.38} = 0.5 \text{ МПа,}$$

тоді $k_{\tau} = 2.45$ МПа. Перевірка стійкості:

$$\frac{1.89}{15 * \left(\frac{100 * 0.01}{0.69} \right)^2} + \frac{2.72}{2.45 * \left(\frac{100 * 0.01}{0.69} \right)^2} = 0.86 < 1.$$

Перевірка стінки на дію головних розтягуючих напружень проводиться по середині другої панелі за формулою:

$$\frac{\sigma_{\text{ст}}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{\text{ст}}}{2} \right)^2 + \tau_{\text{ст}}^2} \leq R_{\text{ф.р}\alpha}.$$

Визначаємо кут:

$$\text{tg} 2\alpha = \frac{2 * \tau_{\text{ст}}}{\sigma_{\text{ст}}} = \frac{2 * 2.72}{1.89} = 2.88; \quad \alpha = 55.5^\circ.$$

По графіку [20] визначаємо $R_{\text{ф.р}\alpha} = 5$ МПа. Головні розтягуючі напруження:

$$\frac{1.89}{2} + \sqrt{\left(\frac{1.89}{2} \right)^2 + 2.72^2} = 3.82 \text{ МПа} < 5 \text{ МПа.}$$

Прогин по середині прольоту балки з урахуванням змінності висоти перерізу, а також деформацій здвигу від поперечної сили:

$$f = \frac{f_0}{k} * \left[1 + c * \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right].$$

де коефіцієнти k і c приймаються по табл. 3 додат. 4 [20].

Прогин балки постійного перерізу без врахування деформацій зсуву:

$$f_0 = \frac{5 * q_n * l_p^4}{384 * E_d * I_{пр.д}}.$$

Момент інерції попереднього перерізу балки по середині прольоту, приведений до деревини:

$$I_{пр.д} = \left[\frac{0.066 * 0.16^3}{12} + \frac{4 * 0.033 * 0.077^3}{12} + (0.132 * 0.16 - 2 * 0.033 * 0.006) * \frac{(1.48 - 0.16)^2}{4} \right] * 2 + 2 * \frac{0.01 * 1.48^2}{12} * \frac{9000}{10000} = 229.7 * 10^{-4} \text{ м}^4.$$

$$f_0 = \frac{5 * 7.2 * 11.7 * 10^{-3}}{384 * 10^4 * 229.7 * 10^{-4}} = 0.0109 \text{ м}.$$

Коефіцієнти:

$$k = 0.4 + 0.6 * \frac{h_0}{h} = 0.4 + 0.6 * \frac{0.9}{1.48} = 0.765;$$

$$c = \left(45.3 - 6.9 * \frac{h_0}{h} \right) * \gamma = \left(45.3 - 6.9 * \frac{0.9}{1.48} \right) * 1.4 = 57.5,$$

Де:

$$\gamma = \frac{F_{II}}{F_{ст}} = \frac{(0.132 * 0.16 - 2 * 0.033 * 0.006) * 2}{2 * 0.01 * 1.48} = 1.4.$$

Повний прогин балки:

$$f = \frac{0.0109}{0.765} * \left[1 + 57.5 * \left(\frac{1.48}{11.7} \right)^2 \right] = 0.0274 \text{ м}.$$

Відносний прогин балки:

$$\frac{f}{l} = \frac{0.0274}{11.7} = \frac{1}{427} < \frac{1}{300},$$

де 1/300 – граничний прогин в балках згідно [20].

2.2.3 Розрахунок стовпчатого фундаменту під колону

В проекті передбачені стовпчасті збірні залізобетонні фундаменти стаканного типу під колони.

Глибина промерзання ґрунту становить 1,2 м.

Інженерно-геологічний розріз ділянки під будівництво наведено на рис.2.1

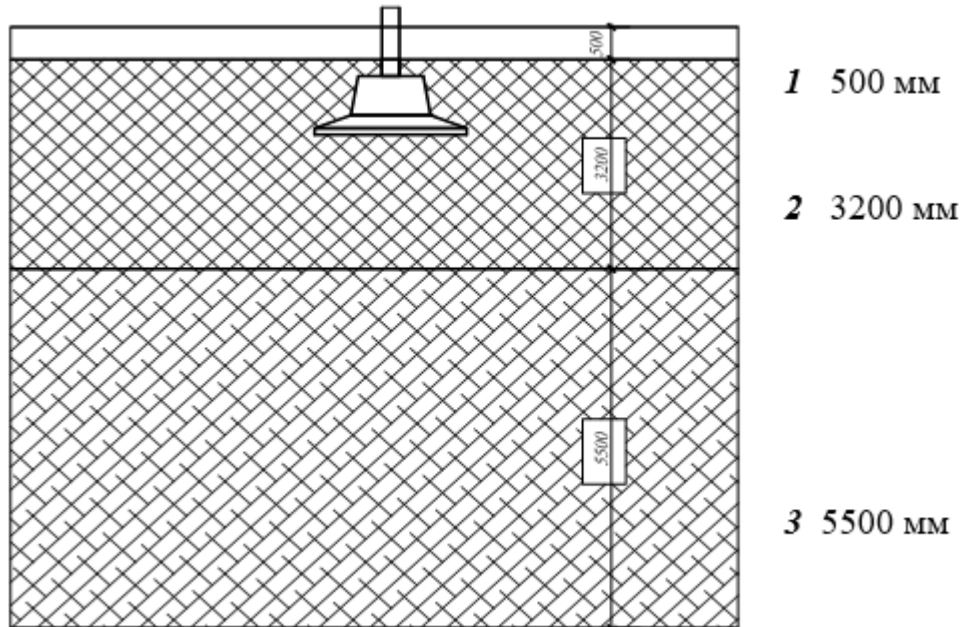


Рис. 2.1. Інженерно-геологічний розріз ґрунту по осі: рослинний шар - 1 ; супісь текуча, неперсідаюча, високо пориста, піскова - 2; супісь пластична, неперсідаюча, низько пориста, піскова - 3

В таблиці 2.1 наведено характеристики шарів основи під фундаментами.

Таблиця 2.1 Фізико-механічні характеристики шарів ґрунту основи

Назва ґрунту	скв 1	скв 2	скв 3	ρ_s т/м ³	Щільн. част. т/м ³	Прир. волог W	На гр. текуч W _n	На гр. розк. W _p	Мод. деф.Е ,мПа	Удел. сцеп. с,кПа	Кут в нуттерт
Рослин. шар	0.4	0.5	0.6	1.76							
Супісь	3	3.2	2.9	1.79	2.66	0.28	0.28	0.21	5	7	14
Супісь	6	5.5	6.2	1.95	2.66	0.23	0.23	0.20	6.5	9	11

1. Визначення попереднього опору ґрунту.

$$R_{\text{пр}} = (\gamma_{\text{C1}} * \gamma_{\text{C2}} / k) * (M_{\text{q}} * d_1 * \gamma_{11}' + (M_{\text{q}} - 1) * d_{\text{G}} * \gamma_{11}' + M_{\text{C}} * C_{\text{II}})$$

де $\gamma_{\text{C1}} = 1.25$, $\gamma_{\text{C2}} = 1$ – коефіцієнти умов роботи

(ДБН В.2.1-10-2009.Основи та фундаменти споруд [19])

$$\varphi_{\text{II}}' = 14^0 \quad \gamma_{11}' = 17.75 \text{ кН/м}^3 \text{ – розрахункове значення питомої ваги}$$

ґрунту залягаючого вище підосви фундаменту.

$$M_{\text{q}} = 2,17 \quad M_{\text{C}} = 4.69 \quad M_{\text{V}} = 0.29 \text{ ([19])} \quad C_{\text{II}} = 7 \text{ кПа}$$

$$d_{\text{G}} = 0 \text{ (підвал відсутній)}$$

$$d_1 = 1,4 \text{ м (глибина закладення фундаментів)}$$

$$k = 1,1 \text{ ([19])}$$

$$R_{\text{пр}} = (1.25 * 1 / 1.1) * (2.17 * 1.4 * 17.75 + 4.69 * 7) = 96 \text{ кПа}$$

2. Розрахунок попередніх розмірів фундаменту в плані:

$$A_{\text{пр}} = F_{\text{V}} / (R_{\text{пр}} - (\gamma * d_{\text{ф}} + q))$$

де $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$ – питома вага матеріалу фундаменту та ґрунту на його уступах

$d_{\text{ф}}$ – висота фундаменту;

q – навантаження на підлогу

F_{V} – навантаження на фундамент;

$$A_{\text{пр}} = 379 / (96 - (20 * 0.9 + 3)) = 5,05$$

3. Уточнений розрахунковий опір ґрунту основи:

$$R_{\text{ут}} = R_{\text{пр}} + \gamma_{\text{C1}} * \gamma_{\text{C2}} / k * M_{\text{q}} * k_2 * b_{\text{пр}} * \gamma_{\text{II}} =$$

$$= 96 + 1.25 * 1 / 1.1 * 1 * 2.3 * 1.79 * 0.29 = 110$$

4. Уточнений розмір фундаменту в плані:

$$A_{\text{ут}} = F_{\text{V}} / (R_{\text{ут}} - (\gamma * d_{\text{ф}} + q)) = 379 / (110 - (20 * 0.9 + 3)) = 4,8 \text{ м}^2$$

приймаємо $2,1 \times 2,1 \text{ м}$ $A = 4,41 \text{ м}^2$.

5. Визначення ваги фундаменту:

$$G = A * d_{\text{ф}} * \gamma = 4.41 * 0.9 * 20 = 79,4 \text{ кН}$$

Звідси уточнений розрахунковий опір ґрунту основи

$$R_{\text{ут}} = 96 + 1,25 * 1 / 1.1 * 1 * 17.9 * 0.29 * 2.1 = 108,4 \text{ кН}$$

6. Середній тиск під подошвою фундаменту:

$$P = (F_v + G) / A + q = (379 + 79.4) / 4.41 + 3 = 107 \text{ кН/м}^2 <$$

$< R = 108,4 + 1,25 / 1.1 * 17.9 * 0.28 * 2.1 = 122,4 \text{ кН/м}^2$ – розрахунковий опір ґрунту основи.

7. Запас:

$$(R - P) / R * 100\% = (122.4 - 107) / 122.4 * 100 = 12\% .$$

8. Ексцентриситет становить:

$$e = \Sigma M / (F_v + G) = 4,4 / (379 + 79,4) = 0,01 \text{ м} = 1 \text{ см}$$

$e = 1 \text{ см} < 210 / 30 = 7 \text{ см} \Rightarrow$ фундамент центрально завантажений.

9. Епюра додаткового тиску будується за допомогою формули:

$$G_z = 2P / \pi * [\arctg(\eta / (\xi * \sqrt{1 + \xi^2 + \eta^2})) + (\xi * \eta * (1 + \xi^2 + 2\eta^2)) / ((\xi^2 + \eta^2) * (1 + \xi^2) * \sqrt{1 + \xi^2 + \eta^2})]$$

де P – середній тиск під подошвою фундаменту,

$$\eta = 1 / b = 2,1 / 2,1 = 1$$

$$\xi = z / b ,$$

де z – висота від подошви фундаменту до точки, в якій визначається напруження.

$$G_1 = 2 * 107 / 3.14 * [\arctg(1 / ((2 * 0.45 / 2.1) * \sqrt{1 + 0.43^2 + 1^2})) + (0.43 * 1 * (1 + 1^2 + 2 * 0.43^2)) / ((0.43^2 + 1^2) * (1 + 0.43^2) * \sqrt{1 + 0.43^2 + 1^2})] = 102 \text{ кН/м}^2$$

$$G_2 = 2 * 107 / 3.14 * [\arctg(1 / ((2 * 1.75 / 2.1) * \sqrt{1 + 1.2^2 + 1^2})) + (1.2 * 1 * (1 + 1^2 + 2 * 1.2^2)) / ((1.2^2 + 1^2) * (1 + 1.2^2) * \sqrt{1 + 1.2^2 + 1^2})] = 67.3 \text{ кН/м}^2$$

і т.д.

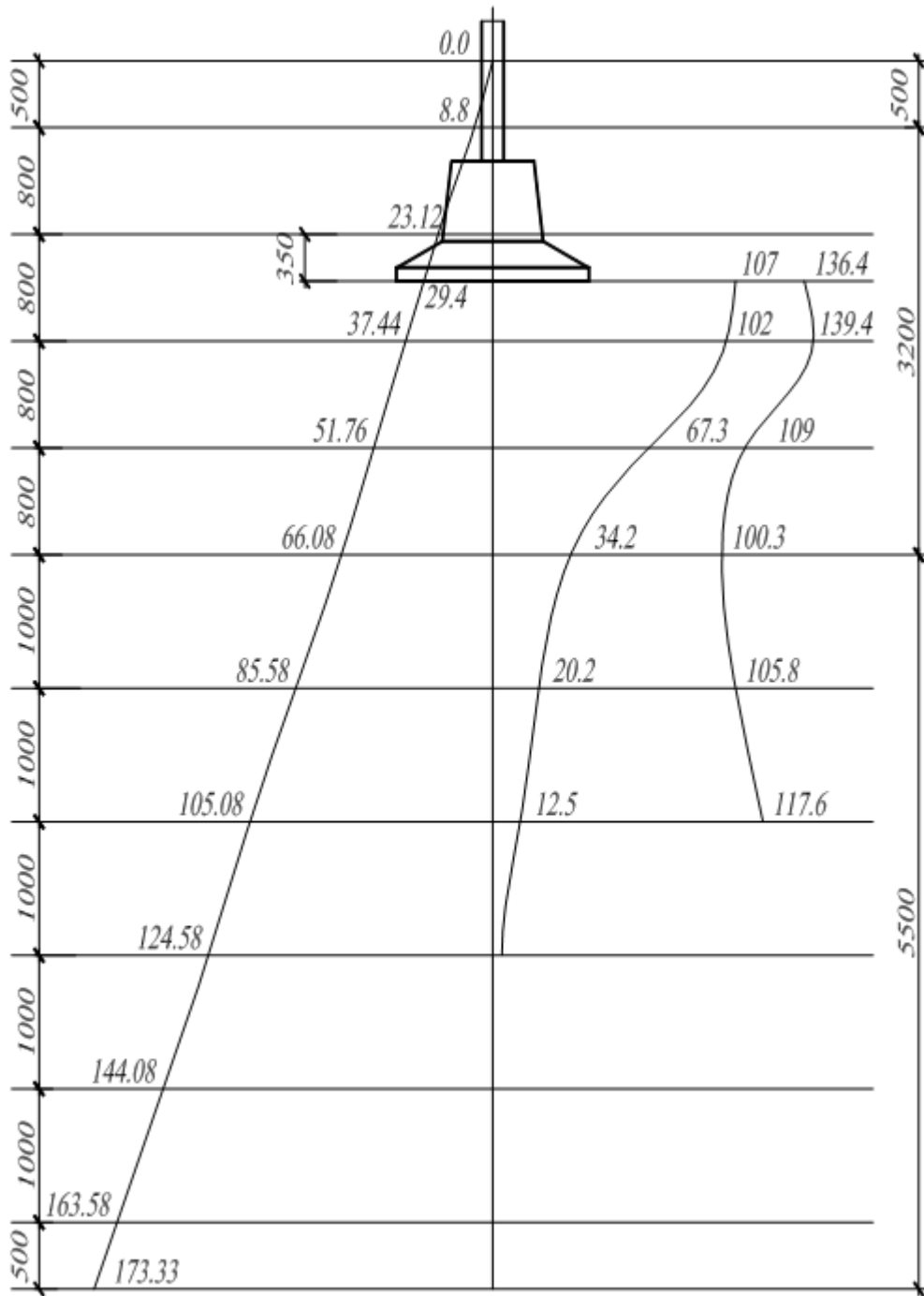


Рис. 2.2 Розподілення вертикальних напружень у лінійно деформівному напівпросторі

Розрахунок армування фундаменту

Фундамент – центрально завантажений. Сила, яка діє на фундамент –
 $N = 379$ кН. Фундамент монолітній залізобетонний із важкого бетону С 12/15

$$f_{cd} = 8,5 \text{ МПа}; \quad f_{ctd} = 1,2 \text{ МПа} \quad \gamma_{b2} = 0,9$$

Арматура класу А240: $f_{yd} = 225$ МПа, $E_s = 210000$ МПа

Висота фундаменту із умов продавлювання під колоною

$$h_{\phi min} = -(h_k + b_k) / 4 + 1/2 \cdot \sqrt{(N / (0,75 \cdot R_p + P_{гр}))} = \\ = (0,3 + 0,3) / 4 + 1/2 \cdot \sqrt{(3,79 / (0,75 \cdot 1200 + 379 / 4,41))} = 0,42 \text{ м}$$

$$H_{\phi min} = 42 + 4 = 46 \text{ см}$$

Висота фундаменту із умови замонолічення колони в залежності від розмірів перерізу:

$$H = 1,5h_k + 25 = 1,5 \cdot 30 + 25 = 70 \text{ см}$$

Із конструктивних міркувань:

$$H_{\phi} \geq h_{ct} + 20 = 30 \cdot d + \delta = 30 \cdot 1,2 + 5 = 41 \text{ см}$$

Прийнята висота фундаменту: $H_{\phi} = 900$ мм

Підбір арматури:

$$M_1 = 0,125P (a - h_k)^2 b = 0,125 \cdot 86 \cdot (2,1 - 0,3)^2 \cdot 2,1 = 73,14 \text{ кНм}$$

$$M_2 = 0,25P (a - a_1)^2 b = 0,125 \cdot 86 \cdot (2,1 - 1,5)^2 \cdot 2,1 = 8,1 \text{ кНм}$$

$$A_{s1} = M_1 / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd}) = 73,14 / (0,9 \cdot 86 \cdot 21000) = 4,49 \text{ см}^2$$

$$A_{s2} = M_2 / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd}) = 8,1 / (0,9 \cdot 86 \cdot 21000) = 0,4 \text{ см}^2$$

Приймаємо сітку 11 \varnothing 10 А1 з кроком 200 мм $A_s = 7,85 \text{ см}^2$.

РОЗДІЛ 3.
ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ

3.1. Підготовка об'єкта будівництва

Типова технологічна карта застосовується при проектуванні та організації виробництва робіт з монтажу стінових панелей довжиною 6,0 м.

В основи типової техкарти покладено монтаж стінових панелей опалюваної одноповерхової 2-х пролітної промбудівлі розміром 72 x 36 м з кроком колон 6, 0 м. Монтаж панелей в кількості 313 шт. виконується влітку за допомогою крану КС 45-61 впродовж 20 робочих днів. Бригада монтувальників складається з 10 людей, при роботі в 2 зміни (по 5 робітників в кожену зміну).

3.2. Технологія виконання будівельних процесів – розробка технологічної карти

3.2.1 Область застосування технологічної карти

ТЕП процесу з монтажу стінових панелей наведено в табл. 3.1.

Таблиця 3.1 Техніко-економічні показники

№ з/п	Назва процесу	Одиниці виміру	Значення
1.	Витрати машин на всю будівлю	маш-зм.	54
2.	Витрати праці на монтаж 1 м ³ залізобетону	люд-дн.	0,419
3.	Виріток на одного робочого в зміну (за РЕКН)	м ³	2,24
4.	Виріток на одного робочого в зміну (за техкартою)	м ³	2,39
5.	Витрати праці на весь об'єм (за РЕКН)	люд.-дн.	268,95
6.	Витрати праці на весь об'єм (за техкартою)	люд.-дн.	256

3.2.2. Визначення складу та об'ємів будівельно-монтажних робіт

В табл.3.2 наведено калькуляцію трудових витрат на влаштування стінових панелей.

Таблиця 3.2 Калькуляція трудових витрат на влаштування стінових панелей

№ п/п	Обґрунтування ЕНР типова калькуляція	Найменування робіт	Один вин	На одиницю		На весь об'єм		
				Норма часу люд-год	Розцінка грн-коп	Об'єм робіт	Трудо-ємність люд -год	Вартість грн-коп
1	Калькуляція 4-7 № 136	Установка зовнішніх стінових панелей площею бо 15 м2	шт	536	3-22	313	1677 7	1007-86
2	ЕНіР \$4-1-17 №1а	Електрозварка вузлів кріплення стінових панелей	м	0.37	0-26	181	670	47-06
3	Калькуляція 4-7 №136	Установка віконних блоків площею до 15 м2	шт	536	3-22	76	407.4	244-72
4	ЕНіР \$10-136-1 №1а	Конопатка віконних коробок поклею в зовнішніх стінах	м2	0.25	0-98	213	53.3	208-74
Разом							2205.4	1508-32

Організація праці та методи виконання робіт

Склад бригади за професіями та розподіл робіт між ланками наведено в табл. 3.2.

Таблиця 3.3 Склад бригади за професіями та розподіл робіт між ланками

№ ланки	Склад ланки за професіями	Кількість робітників	Перелік робіт
1-2	Машиніст крану	1	Обслуговування крану при монтажі стінових панелей
	Монтажники-електрозварювальники	3	Монтаж стінових панелей, закріплення їх електрозварюванням, розстропування та замоноличення вертикальних швів
	Монтажники	2	Стропування конструкцій, вкладання розчину, робота з підмостями та лебідкою

Методи та прийоми робіт

Монтаж стінових панелей здійснюється двома ланкам монтажників. Кожна ланка складеться з п'яти робітників:

- Монтажник з правами електрозварювальника 5-го розряду – 1 люд. (М1).
- Монтажник з правами електрозварювальника 4-го розряду – 2 люд. (М2).
- Монтажник 3-го розряду, маючий права керування ел. лебідкою – 1 люд. (М3).
- Монтажник 2-го розряду – 1 люд. (М4).
- Машиніст крану 5-го розряду – 1 люд. (Мк).

Монтаж стінових панелей виконується знизу вгору (див. рис. 3.2) в наступній технологічній послідовності.

Монтажники (М1) та (М2) розстилають розчин на фундаментну балку, суворо слідкуючи за тим, щоб постіль була вкладена точно за позначками. В цей час монтажники (М3) та (М4) виконують стропування панелі, очищують закладні деталі від розчину та бруду та прив'язують відтяжки (див. рис.3.3). За командою монтувальника (М1) машиніст крану (Мк) подає стінову панель до місця установки, зупиняючи її на висоті 5-10 см від опорної поверхні. Монтажники (М3) та (М4) під час подавання панелі регулюють її положення в просторі за допомогою відтяжок. Монтажники (М1) та (М2) приймають стінову панель та надають їй потрібне положення. За командою монтажника (М1) машиніст крану плавно опускає панель на місце. Монтажники (М1) та (М2), встановивши панель в проектне положення, закріплюють її постійними кріпленнями. В цей час монтажники (М3) та (М4) перевіряють готовність лебідок (лебідку пересування підмостей та лебідку підйому відкидної площадки) та готують наступну стінову панель до підйому: прив'язують відтяжки, вкладають по верху панелі розчин.

Після закріплення панелі за проектом монтажники (М1) та (М2) виконують розстропування панелі та переходять на площадки підмостей.

Монтажники (М3) за допомогою лебідки підйому піднімає площадки підмостей на відмітку монтажу наступної стінової панелі, до якої до закладних частин колони монтажники (М1) та (М2) приварюють опорні столики для встановлення панелей, а монтажник (М4) виконує стропування готової до монтажу панелі.

За командою монтажника (М1) машиніст крану (Мк) подає панель до місця установки, а монтажники (М1) та (М2), стоячи на відкидних площадках, приймають її, встановлюють в проектне положення на опорні столики і закріплюють за проектом. В цей час монтажники (М3) та (М4) готують наступну панель до підйому.

Після закріплення панелі монтажники (М1) та (М2) виконують її розстропування. Монтажник (М3) виконує підйом площадок до відмітки установки наступної (останньої в прольоті) панелі. Монтажники (М1) та (М2), приварив наступну пару опорних столиків на наступну відмітку та прибравши відкидні площадки за допомогою алюмінієвих сходів, що знаходяться на площадках, підіймаються на плити покриття та забирають з собою сходи. В цей час монтажник (М4) виконує стропування стінової панелі. За командою монтажника (М1) машиніст крану (Мк) подає панель до місця установки. Монтажники (М1) та (М2), стоячи на плитах покриття, приймають, встановлюють панель в проектне положення та закріплюють її. Якщо потрібно, монтажники (М1) та (М2) навішують на панель сходи та монтажник (М2) зі сходів поправляє опорну частину панелі. В цей час монтажники (М3) та (М4) за допомогою лебідки пересування встановлюють підмости біля колон наступного прольоту.

Після монтажу панелей кожного ряду монтажники (М1) та (М2) виконують омонолічування вертикальних швів панелей розчином.

При встановленні панелі не на столики, а на панель, що лежить нижче, спирання її при монтажі здійснювати на дерев'яні прокладки розміром 15x150 мм, довжиною 230 мм, що вкладені на панель, що лежить нижче у опору (колон) так, щоб торці її розташовувалися в шві.

В такій технологічній послідовності виконується монтаж стінових панелей по всій будівлі.

Графік виконання робіт

Таблиці 3.3 наведено графік виконання робіт з монтажу стінових панелей.

Таблиця 3.3 Графік виконання робіт з монтажу стінових панелей

№ п/п	Найменування робіт	Один. вим.	Об'єм робіт	Продуктивність, лед-дм		Склад бригади		Машини і механізми			Кільк. робоч. в зміну	Кільк. змін	Тривал. робіт в днях
				Нормативна	Прийнята	Професія і розряд	Кільк.	Найменування	Кільк.				
1	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
1	Установка зовнішніх стінових панелей з електрозваркою вузлів	шт	313	212,77	200	Монтажник 5р 4р 3р	1 2 2	КС-4561	1	5	2	20	
2	Установка віконних блоків з конопаткою	шт	76	56,18	56	Тесля 4р 3р	2 2	КС-4561	1	4	2	7	

№ п/п	Найменування робіт	Один. вим.	Об'єм робіт	Робочі дні																											
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
1	3	4	5	15																											
1	Установка зовнішніх стінових панелей з електрозваркою вузлів	шт	313	5x20																											
2	Установка віконних блоків з конопаткою	шт	76	4x7																											

3.2.3 Потреба в матеріально-технічних ресурсах

Матеріально-технічні ресурси

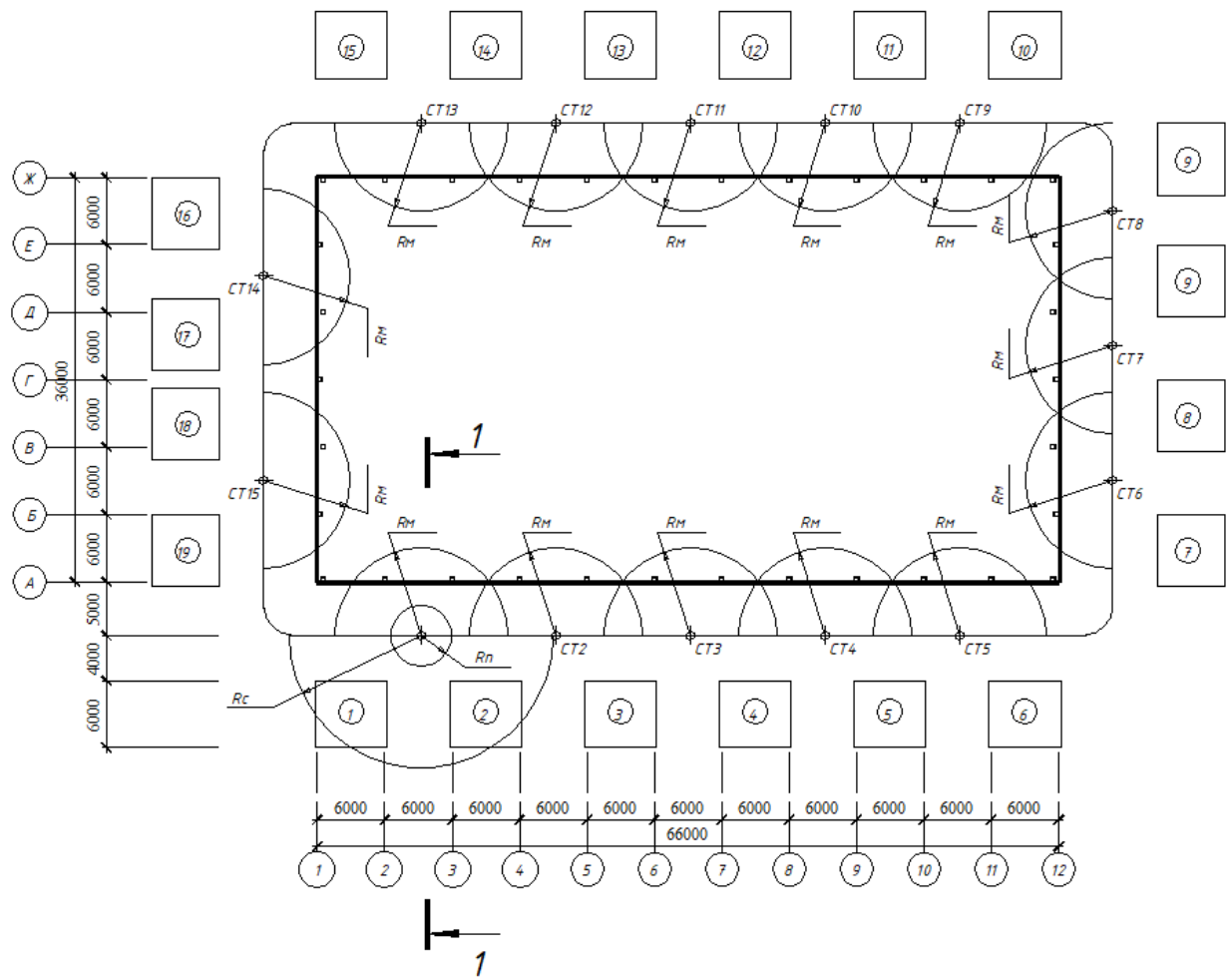
В табл. 3.4 наведено відомості щодо машин, обладнання та інструментів.

Таблиця 3.4 Машини, обладнання та інструменти

№ п/п	Найменування	Кількість	Призначення	Найменування організації розробника креслень
1	2	3	4	5
1	Кран КС-4561	1	Монтаж	
2	Зварювальний апарат з трансформатором	2	Зварювання стиків	
3	Траверса ТФ-5 Q=15т	1	Монтаж	Укрмонтажпроект
4	Нівелір типу НВ-1	1	Перевірка	ГОСТ 10528-63
5	Теодоліт типу Т-10	2	Положення	ГОСТ 10529-63
6	Касета	22	Складування	
7	Молоток-коронка	2	Монтаж.роб.	ГОСТ 1367-61
8	Сокира теслярська	2	Монтаж, роб.	ГОСТ 1399-66
9	Кувалда 4 кг	2	Монтаж.роб.	ГОСТ 11402-65
10	Зубила слюсарні	2	Монтаж.роб.	ГОСТ 7211-54
11	Виски	2	Монтаж.роб.	ГОСТ 7948-63
12	Дріт сталевий і=50м	1	Монтаж.роб.	ГОСТ1982-60
13	Рівень в алюмінієвому корпусі	1	Монтажні роботи	ГОСТ 9414-68
14	Лом монтажний	4	Монтаж.роб.	ГОСТ 1605-65
15	Кельма типу КБ	4	Монтаж.роб.	ГОСТ 9533-66
16	Монтажні пояси	4	Захід по ТБ	ГОСТ 1361-56
17	Захисні каски	6	Захід по ТБ	ГОСТ 1362-55
18	Захисти і щитки	1	Захід по ТБ	ГОСТ 1662-56

3.2.4 Вказівки до виконання робіт

Монтаж стінових панелей виконується в послідовності, яка показано на схемі рис. 3.1 та 3.2.



1-1

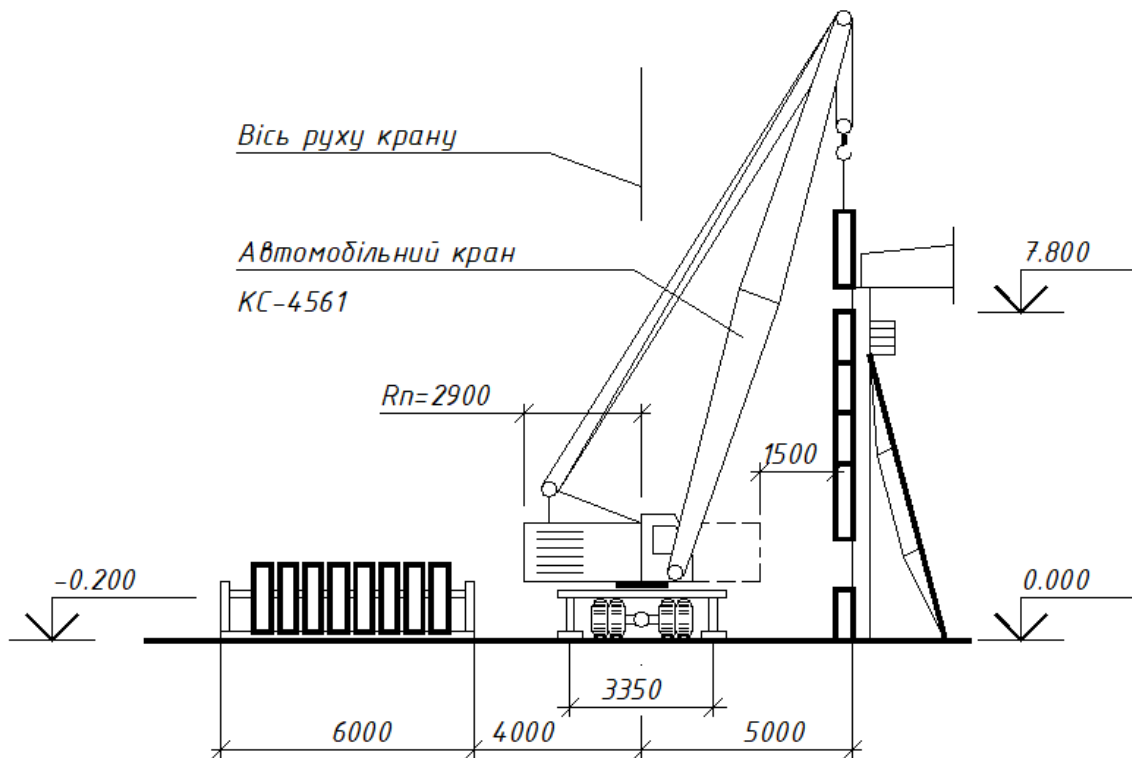


Рис. 3.1 Схема монтажу стінових панелей

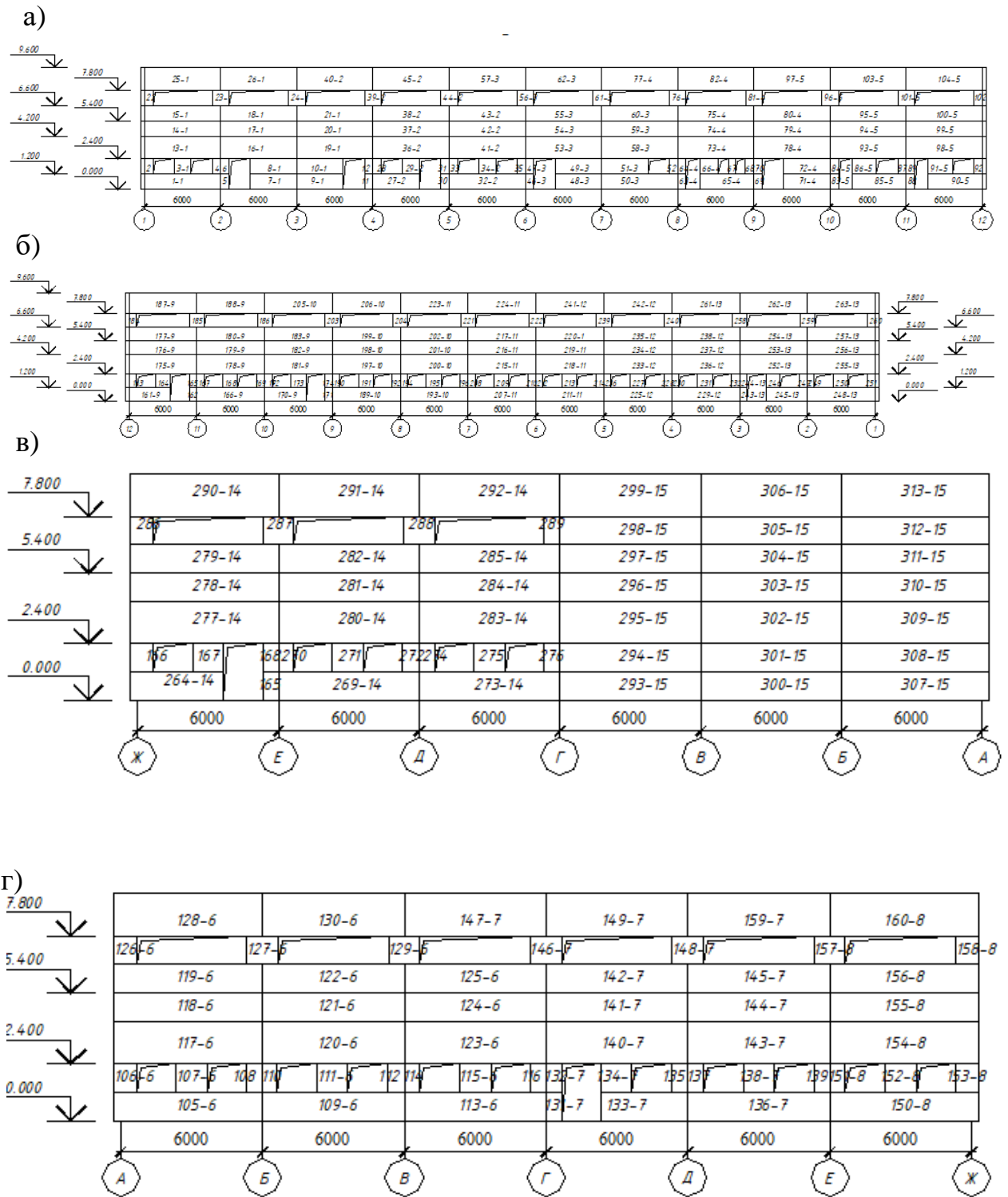


Рис. 3.2 Послідовність монтажу стінових панелей по вісі «А» –а;
 послідовність монтажу стінових панелей по вісі «Ж» –б; послідовність
 монтажу стінових панелей по вісі «1» –в; послідовність монтажу стінових
 панелей по вісі «12» –г.

Панель приводиться до проектного положення краном та після перевірки вірності розташування закріплюється постійними кріпленнями,

після чого знімається стропування. Вивірення зовнішніх стінових панелей виконується за зовнішніми гранями стін будівлі. Розчин до горизонтальних швів вкладається перед монтажем наступної панелі. Заповнення вертикальних швів розчином виконується після встановлення панелей, що примикають до раніше встановлених панелей чи інших конструкцій, при цьому розчин вкладається після встановлення кожної наступної панелі.

Монтаж стінових панелей виконується із інвентарних пересувних підмостей з відкидним майданчиком, що встановлюються біля колон прольоту, в якому монтуються панелі. Підіймання стінових панелей здійснюється за допомогою двохгілкового стропу із закріпленням гілок за монтажні петлі панелей (див. рис. 3.3 та 3.4). Вкладання розчину на верх панелі здійснюється за допомогою ковшу Мальцева та кельми. Вертикальні шви панелей заповнюються розчином за допомогою ковшу Мальцева та шнуровки. Монтажу схему стінових панелей див. на рис. 3.2.

Допустимі відхилення стінових панелей при монтажі від проектного положення наведено в табл. 3.5.

Таблиця 3.5 Допустимі відхилення при монтажі стінових панелей

№ з/п	Найменування відхилень	Величина відхилень. мм
1	Зміщення вісей або граней панелей стін в нижньому перерізі відносно розбивочних вісей.	± 5
2	Відхилення площин стінових панелей в верхньому перерізі від вертикалі.	± 5
3	Різниця відміток верху стінових панелей.	± 10

Вертикальність та горизонтальність цокольних панелей в процесі монтажу контролюється візуальним спостереженням та інструментальним вимірюванням з допомогою теодоліта та нівеліру, а подальших плит – виском з гнучким рівнем.

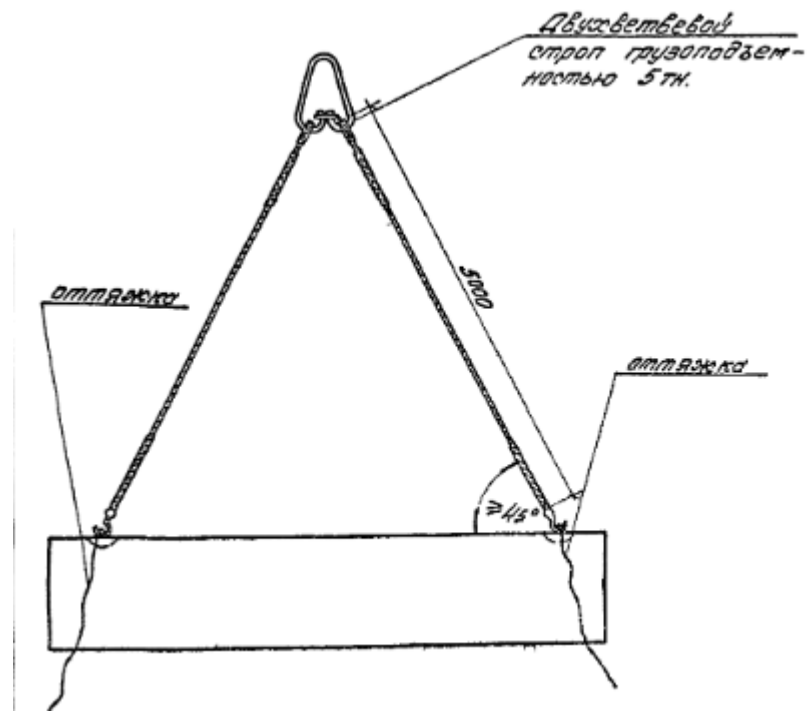


Рис.3.3 Схема стропування стінових панелей [29]

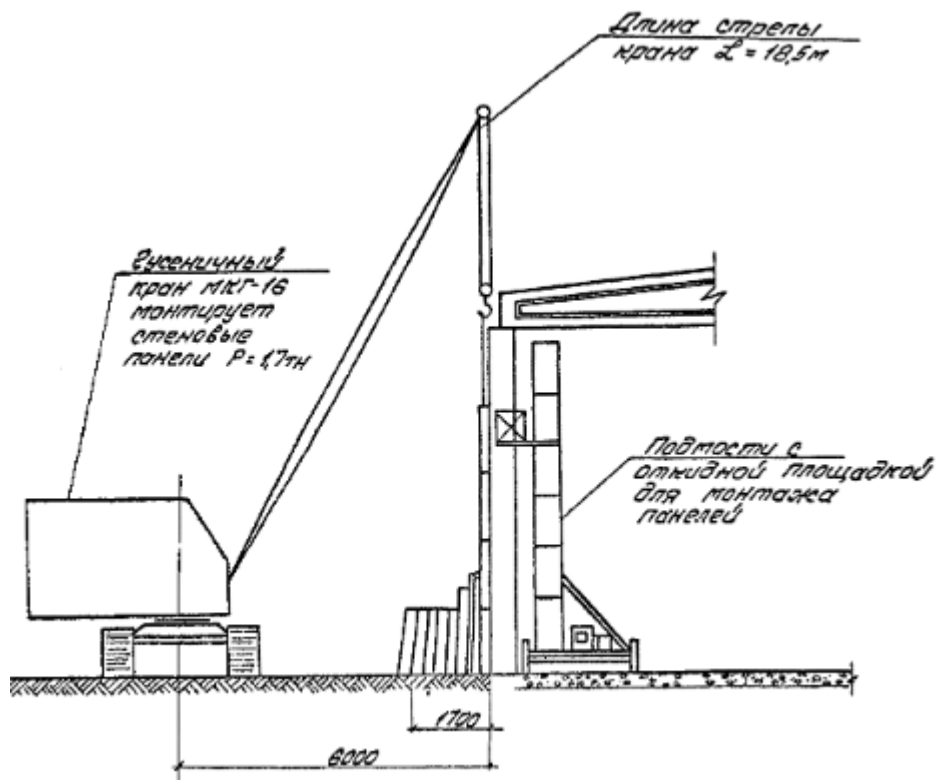


Рис.3.4 Схема монтажу стінових панелей

3.2.5 Вказівки з техніки безпеки

При виконанні монтажних робіт необхідно керуватися вимогами ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці й промислова безпека в будівництві». До монтажних робіт допускаються робітники, які пройшли спеціальний інструктаж з техніки безпеки.

Забороняється підйом конструкцій, які не мають монтажних петель. Конструкції під час монтажу повинні утримуватися від розхитування та крутіння відтяжками із пенькового канату чи тонкого гнучкого тросу.

Під час роботи крану забороняється людям знаходитися біля механізмів на крані, а також на поворотній частині крану. Вага вантажу, що піднімається, з урахуванням вантажозахватних пристосувань не повинен перевищувати максимальну (паспортну) вантажопідйомність крану при даному вильоті стріли.

Робочі можуть бути допущені до роботи тільки після проходження або інструктажу з техніки безпеки безпосередньо на робочому місці.

3.2.6 Технічні вимоги та контроль якості процесу

До початку монтажу стінових панелей повинні бути:

- Підведені тимчасові силова та освітлювальна електролінії;
- Влаштована бетонна підготовка під підлоги;
- Змонтовані та здані за актом несучі конструкції каркасу будівлі;
- Завезені та розкладені за марками (згідно схеми розкладки) стінові панелі;
- Доставлені до робочих місць необхідні матеріали;
- Установлені та підключені електрозварювальні апарати
- На місце монтажу доставлено монтажний кран;
- Доставлені в зону монтажу пристосування, інвентарь, інструмент;
- Складена монтажна схема;
- Встановлена лебідка та закріплені відвідні блоки для переміщення підмостей.

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

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/

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: НУБГП, 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. Технологическая карта на устройство столбчатых монолитных фундаментов с использованием мелкощитовой опалубки. М.: 2002. URL:
<http://aquagroup.ru/normdocs/1126>
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. Лекція №3 Соединения деревянных элементов. Режим доступу:
<https://dwg.ru/dnl/5449>
37. Александр Городецкий Марина Ромашкина. Метод регулирования жесткостными характеристиками в компьютерных моделях. Режим доступу:
<https://help.liraland.ru/984/4373/>

38. Клефанерные балки. Джерело: <https://tehlib.com/storitel-ny-e-materialy/derevyanny-e-konstruktsii/kleefanernye-balki/>

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.

МОДЕЛЮВАННЯ РЕБРИСТОЇ ЧАСТИНИ МОНОЛІТНОЇ ПЛИТИ СТРИЖНЕМ ТАВРОВОГО ПЕРЕРІЗУ

Нагорний М.В., к.т.н., доцент

Лобода І.В., студ. 2 курсу ОС «Магістр», спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія»

Шульга А.В. студ. 2 курсу ОС «Магістр», спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія»

Сумський НАУ

Моделювання балкових плит кінцевими елементами може бути виконано кількома способами (рис.1). Перший спосіб – балочна плита моделюється об'ємними кінцевими елементами. Другий спосіб – балочна плита моделюється плосковигнутими кінцевими елементами плити різної товщини. Цей спосіб може застосовуватися тоді, коли висота балок перевищує товщину плити не більше ніж в 2 ... 3 рази. Третій спосіб – плита представляється у вигляді набору плосковигнутих кінцевих елементів, а балка – у вигляді стрижневих кінцевих елементів. У цьому випадку модель найбільш повно враховує комплекс виникаючих в балочній плиті зусиль. При моделюванні балкових плит третім способом в моделі стикаються елементи різної мірності – двовимірні елементи плити і одновимірні елементи балок. Коректне поєднання елементів різної мірності є самостійною задачею, правильність рішення якої часто залежить від досвіду й інтуїції проєктувальника [1].

При розрахунку монолітних плит перекриттів підкріпленими ребрами необхідно враховувати залучення частини монолітної плити перекриття як стиснутої полиці монолітного ребра (балки). Один із варіантів моделювання монолітних ребер плит перекриттів – врахування спільної роботи плити перекриття заданої оболонками та балки перекриття заданою стрижнем таврового перерізу у прольоті та прямокутного перетину на опорі[2]. При цьому ширину полиці можна прийняти за рекомендаціями [3]. Такі ж передумови були відображені в Посібнику з проєктування бетонних та залізобетонних конструкцій без попередньої напруги арматури (до СНІП 2.03.01-84)[4]. Водночас слід пам'ятати, що враховується лише стиснута полиця такого комбінованого перерізу. Зону балки з призначеною полицею можна обмежити відповідно до положень «Європейський Стандарт EN 1992, Єврокод 2: Проєктування залізобетонних конструкцій» [5]:

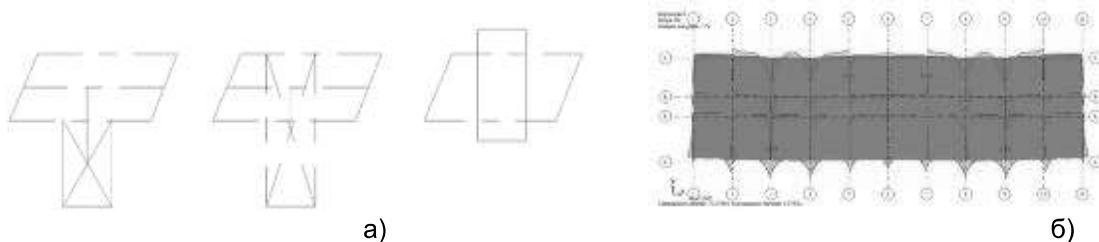


Рис. 1 Моделювання стиків ребристої частини (КЕ «стержень») із плитною частиною (КЕ «плита») - а [1]; епюра M_z у балках таврового перерізу від вигину диска перекриття у горизонтальній площині - б [2].

Проте, цей метод має свої недоліки – завищення жорсткостей перерізу тавра в горизонтальній площині, осьової жорсткості і крутильної, порівняно з прямокутним перетином. Моделюючи монолітне ребро перекриття тавровим перетином з широкою полицею, ми отримуємо велику згинальну жорсткість у горизонтальній площині у цих стрижнів, через що балки "відбирають" частину горизонтальних навантажень у диска перекриття (горизонтальна діафрагма)[2]. Якщо в стрижнях з тавровими перерізами (моделювання монолітного ребра перекриття) в одному з вузлів поставити шарнір UZ1 (для горизонтальної балки це звільнення від повороту навколо вертикальної осі), ми уникаємо появи моменту M_z в самій балці, при цьому всі горизонтальні навантаження бере на себе плита перекриття (яка виконує функцію горизонтальної діафрагми). Тобто. Поява M_z в балках пов'язана з недосконалістю способу моделювання монолітного ребра, ввівши шарніри UZ1, децю виправили роботу схеми. Те саме і з осьовою жорсткістю, в якій полиця враховується двічі – у складі самої плити та у перерізі тавра. Можна поставити шарнір по X_1 , і в балці не виникатиме поздовжні зусилля, вона працюватиме тільки на вигин у вертикальній площині. При цьому всі горизонтальні навантаження (на стиснення-розтяг і вигин у горизонтальній площині) на себе сприйме горизонтальна діафрагма (диск перекриття) змодельована оболонками[2].

Список використаної літератури:

1. Срібняк Н.М., Дьоміна І. М. Залежність напружено-деформованого стану монолітного плитно-ребристого залізобетонного перекриття від способу моделювання його кінцевоелементної розрахункової схеми//Матеріали Всеукраїнської студентської наукової конференції – (11–15 листопада 2019 р.). – Суми, 2019. – 871 с. (С.66)
2. Монолітне ребро плити – варіант моделювання стержнем таврового сечення [Електронний ресурс] <https://rflira.ru/kb/108/990/>
3. И.И. Улицкий, С.А. Ривкин, М.В. Самолетов. Железобетонные конструкции (расчет и конструирование). Изданиетретье, Киев-1972, с. 992
4. СНІП 2.03.01-84
5. «Европейский Стандарт EN 1992, Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций».

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 ХVIII- 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. АНТИКОРОЗІЙНА 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

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

МАТЕРІАЛИ

науково-практичної конференції
викладачів, аспірантів та студентів
Сумського НАУ

(19-23 квітня 2021 р.)

УДК 631.4(477.52-25(06))

Рекомендовано до друку науково-координаційною радою Сумського національного аграрного університету (протокол № 9 від 23.04.2021 р.)

Редакційна колегія:

Данько Ю.І., д.е.н., професор
Пасько О.В., к.е.н., доцент
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

М 34 Матеріали науково-практичної конференції викладачів, аспірантів та студентів Сумського НАУ (19-23 квітня 2021 р.). – Суми, 2021. – 478 с.

У збірку увійшли тези доповідей науково-практичної конференції викладачів, аспірантів та студентів Сумського національного аграрного університету.

Для викладачів, студентів, аспірантів інших навчальних закладів.

Відповідальність за точність наведених фактів, цитат та ін. лягає на авторів опублікованих матеріалів. Передрук матеріалів з дозволу редакції.

Друкується в авторській редакції

© Сумський національний
аграрний університет, 2021

РЕКОНСТРУКЦІЯ ЧАСТИНИ НЕЖИТЛОВОЇ БУДІВЛІ ПО ВУЛ. ЛЮБЕЦЬКА У М. ЧЕРНІГОВІ

Лобода І.В., студ. 2 курсу ОС «Магістр», спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія»
Шульга А.В., студ. 2 курсу ОС «Магістр», спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія»
Срібняк Н.М., к.т.н., доцент кафедри будівельних конструкцій
Сумський НАУ

Реконструкція будівлі — це складний і трудомісткий процес, який пов'язаний з відновленням експлуатаційних показників і посиленням несучих елементів будівель і споруд.

Реконструкція будівлі полягала в надбудові двох поверхів на будівлю колишнього автогосподарства, що вже існує. Будівля, що існує, являє собою каркасну будівлю Стіни, виконані з червоної цегли, виконують лише функцію огороження. Перекриття – збірні, залізобетонні ребристі панелі перебиття заводського виготовлення. Фундамент під цегляні стіни – стрічковий збірний, під несучі колони – стовбчатий, стаканного типу.

Після реконструкції в частині, що надбудована, запроєктовано офісний центр.

Надбудова являє собою двохповерховий сталевий каркас. Перекриття між поверхами прийнято у вигляді легкого бетонного перебиття по профільованому настилу. Покрівля – з ПВХ-мембрани, утеплена мінераловатними плитами, основою під покрівлю прийнято профільований лист. Ззовні будівля утеплена мінераловатними плитами та облицьована вентиляльованим фасадом із клинкерної плитки, НРЛ-панелями й фальцовими панелями на алюмінієвої підсистемі. Скління виконано у вигляді стійко-рігельного фасаду з алюмінієвих профілів з подвійним склопакетом.



Рис. 1 Будівля до реконструкції

Передбачається дослідити сумісну роботи плит перебиття в складі диску перебиття після реконструкції, а також виконати варіативне дослідження сталевого каркасу надбудови з метою визначення його ефективного конструктивного вирішення.

Петрак М.В., Приходько М.Ф. ВИКОРИСТАННЯ РОБОТОТЕХНІКИ В М'ЯСНІЙ ПРОМИСЛОВОСТІ	122
Самохіна Є.А. ЕЛЕКТРОМАГНІТНІ ПОЛЯ В ЖИТТІ СУЧАСНОЇ ЛЮДИНИ	123

БУДІВЕЛЬНИЙ ФАКУЛЬТЕТ

Асадчий М.А. ОБГРУНТУВАННЯ ОБРАНОГО КОНСТРУКТИВУ СТІН ВІДПОВІДНО ДО ДІЮЧИХ НОРМ.....	124
Бережна Г.О., Срібняк Н.М., Івченко В.Д., Циганенко Л.А., Галушка С.А. ВИЗНАЧЕННЯ ХІМІЧНОГО СКЛАДУ ГЛИНИСТОЇ СИРОВИНИ ТА КЕРАМІЧНИХ ВИРОБІВ	125
Бура О., Циганенко Л.А. ВУЗЛИ СТРУКТУРНИХ ПОКРИТТІВ	126
Гайдар А.Д. РЕСТАВРАЦІЯ ЗНЕСЕНОЇ ЦЕРКВИ ПОКРОВИ ПРЕСВЯТОЇ БОГОРОДИЦІ У М. РОМНИ	127
Горбашенко В.А. АРМУВАННЯ ГРУНТОЦЕМЕНТНИХ ПАЛЬ ДЛЯ ПІДВИЩЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ	128
Гузела К.В. ОСОБЛИВОСТІ ФУНКЦІОНАЛЬНО-ПЛАНУВАЛЬНОЇ ОРГАНІЗАЦІЇ GERIATРИЧНИХ ПАНСІОНАТІВ	129
Забуга О., Срібняк Н.М., Душин В.В., Івченко В.Д., Циганенко Л.А. ДОСЛІДЖЕННЯ СТРУКТУРИ СУГЛИНКУ З ВИКОРИСТАННЯМ ЕЛЕКТРОННОЇ МІКРОСКОПІЇ	130
Кулик В.В. ДЕФЕКТИ ТА ПОШКОДЖЕННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ ХІМІЧНОЇ ПРОМИСЛОВОСТІ ПРИ ЇХ ЕКСПЛУАТАЦІЇ	131
Лобода І.В., Шульга А.В., Срібняк Н.М. РЕКОНСТРУКЦІЯ ЧАСТИНИ НЕЖИТЛОВОЇ БУДІВЛІ ПО ВУЛ. ЛЮБЕЦЬКА У М. ЧЕРНІГОВІ.....	132
Маслов І., Срібняк Н.М., Івченко В.Д., Циганенко Л.А., Галушка С.А. ПІДГОТОВКА ЗРАЗКІВ ДЛЯ ДОСЛІДЖЕННЯ НА ЕЛЕКТРОННОМУ СКАНУЮЧОМУ МІКРОСКОПІ РЕМ-106і	133
Мірошніченко Ю. СТРУКТУРНІ ПОКРИТТЯ	134
Монастиренко В. ЗМІСТ І СУТНІСТЬ ТЕХНОЛОГІЇ БУДІВНИЦТВА	135
Морська Л.Ф., Циганенко Л.А. РОБОТА РЕБРИСТИХ КОНСТРУКЦІЙ	136
Мукосєєв В.М., Великодний Д.В. ОГЛЯД ДОСЛІДЖЕНЬ ПРОЦЕСУ ЗАНУРЕННЯ ПАЛЬ	137
Мукосєєв В.М., Копоть С.А. УЯВЛЕННЯ ПРО СТВОРЕННЯ НППС	138
Ніфонтова А.А. ОСОБЛИВОСТІ РЕКОНСТРУКЦІЇ БАГАТОКВАРТИРНОЇ ЖИТЛОВОЇ ЗАБУДОВИ В КРАЇНАХ ЄВРОПИ	139
Півторак Д.М., Срібняк Н.М., Івченко В.Д., Галушка С.А. МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕНЬ ГЛИНИСТОЇ СИРОВИНИ ТА КЕРАМІЧНИХ ЧЕРЕПКІВ.....	140
Півторак Д.М. РУЙНУВАННЯ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ ТА ЇХ ПРИЧИНИ.....	141
Поливода В.С. ОСОБЛИВОСТІ УРАХУВАННЯ ТИМЧАСОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА ПЕРЕКРИТТЯ	142
Саюк Ю., Христин Я. ТОРГОВЕЛЬНО-РОЗВАЖАЛЬНІ ЦЕНТРИ	143
Скрипка Є.О. ВИЗНАЧЕННЯ МОДУЛЮ ДЕФОРМАЦІЇ ГРУНТОЦЕМЕНТУ	144
Спірідонов О.О., Бородай Д.С. ОСОБЛИВОСТІ АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНОЇ ОРГАНІЗАЦІЇ ГОТЕЛЬНО-РЕСТОРАННИХ КОМПЛЕКСІВ.....	145
Тараненко С.В. АРХІТЕКТУРНІ ПРИЙОМИ РЕКОНСТРУКЦІЇ ЖИТЛОВИХ ТА ГРОМАДСЬКИХ БУДІВЕЛЬ В УМОВАХ СУЧАСНОГО МІСТА	146
Тарасенко А.О., МЕТОДИ ВИПРОБУВАННЯ ПІДСИЛЕНИХ ОСНОВ	147
Шаповал В.А., Бородай Д.С. ПРИЙОМИ АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНОЇ ОРГАНІЗАЦІЇ БАГАТОПОВЕРХОВИХ ЖИТЛОВИХ КОМПЛЕКСІВ З ОБСЛУГОВУВАННЯМ НА ПРИКЛАДІ М. СУМИ	148

ФАКУЛЬТЕТ ВЕТЕРИНАРНОЇ МЕДИЦИНИ

Касьяненко К.С., Камбур М.Д., Замазій А.А. ОБМІН БІЛКІВ В ОРГАНІЗМІ СОБАК ЗАЛЕЖНО ВІД ТИПУ ВНД.....	149
Касьяненко К.С., Камбур М.Д., Замазій А.А. ВПЛИВ СТРЕСУ НА ОБМІН БІЛКІВ В ОРГАНІЗМІ СОБАК ЗАЛЕЖНО ВІД ТИПУ ВНД	150
Ярошенко О.С., Камбур М.Д., Замазій А.А. ВПЛИВ КОРЕКЦІЇ ОБМІННИХ ПРОЦЕСІВ В ОРГАНІЗМІ СУХОСТІЙНИХ КОРІВ НА ЕНЕРГЕТИЧНИЙ ОБМІН ТА ДИХАННЯ У НОВОНАРОДЖЕНИХ ТЕЛЯТ	151
Ярошенко О.С., Камбур М.Д., Замазій А.А. КОРЕКЦІЯ ОБМІННИХ ПРОЦЕСІВ В ОРГАНІЗМІ СУХОСТІЙНИХ КОРІВ.....	152
Сакун В.С., Камбур М.Д., Замазій А.А., Плюта Л.В. БІЛКОВИЙ ОБМІН В ОРГАНІЗМІ КІШОК ЗАЛЕЖНО ВІД КОРМОВОЇ ДОБАВКИ	153
Сакун В.С., Камбур М.Д., Замазій А.А., Плюта Л.В. ОБМІН БІЛКІВ, ПРОЦЕСИ ТЕРМОРЕГУЛЯЦІЇ ТА ПОКАЗНИКИ ГЕМОСТАЗУ У КІТНИХ КІШОК ПІД ВПЛИВОМ КОРЕКЦІЇ ГОМЕОСТАЗУ.....	154