

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет будівництва та транспорту
Кафедра будівництва та експлуатації будівель, доріг та
транспортних споруд

До захисту
Допускається
Завідувач кафедри
будівництва та експлуатації
будівель, доріг та
транспортних споруд
_____ О.П. Новицький

«___» _____ 2023 р.

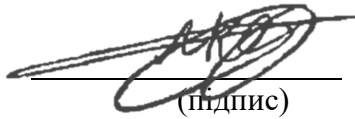
КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

за другим рівнем вищої освіти

На тему: «Дитячий садок на 120 місць в м.Суми

»

Виконав (ла)



(підпис)

А.В. Кравченко

(Прізвище, ініціали)

Група

БУД 2201м

(Науковий)
керівник

(підпис)

О.С. Савченко

(Прізвище, ініціали)

Суми – 2023 р.

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: будівництва та експлуатації будівель, доріг та транспортних споруд

Спеціальність: 192 "Будівництво та цивільна інженерія"

ЗАВДАННЯ

НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

Кравченко Андрій Володимирович

Тема роботи: Дитячий садок на 120 місць в м.Суми

Затверджено наказом по університету № 175-н від "26"01.2023р.

Строк здачі студентом закінченої роботи: "___" _____ 2023 р.

Вихідні дані до роботи:

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

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

Керівник :

(підпис)

О.С. Савченко

(Прізвище, ініціали)

Консультант

(підпис)

О.С. Савченко

(Прізвище, ініціали)

Завдання прийняв до виконання:

Здобувач


(підпис)

А.В. Кравченко

(Прізвище, ініціали)

Анотація

Кравченко Андрій Володимирович. Дитячий садок на 120 місць в м.Суми – Кваліфікаційна робота магістра на правах рукопису.

Кваліфікаційна робота магістра за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія». – Сумський національний аграрний університет, Суми, 2023.

Робота складається із змісту, вступу, архітектурно-будівельного розділу, розрахунково-конструктивного розділу з елементами дослідної роботи, де сформульовано мету, задачі, об'єкт дослідження, методи дослідження, проведено аналіз публікацій а також зроблені висновки на основі проведених досліджень, організаційно-технологічного розділу.

Результати досліджень дозволяють на основі результатів розрахунку отримати уявлення про залежність опорних згинальних моментів в плитах перекриття в залежності від жорсткості основи.

Аналіз публікацій та досліджень встановив факт появи опорних згинальних моментів в багатопустотних плитах перекриття при їх защемленні в кладку стін.

В основній частині наведено опис скінченоелементної стержневої моделі, що моделює багатопустотну плиту перекриття, защемлену в кладку стін, виконаний розрахунок і визначені опорні згинальні моменти в багатопустотній плиті перекриття при різній жорсткості основи.

У висновках встановлено, що при змінах жорсткості стіни в реальних діапазонах, величина опорного моменту змінюється в межах 25 %. При великих величинах модуля пружності матеріалу стіни величина опорного згинального моменту навіть може перевищувати величину прогонового згинального моменту.

Ключові слова: круглопустотні залізобетонні плити, опорний згинальний момент, жорсткість кладки.

Список публікацій та/або виступів на конференціях студента:

Кравченко А.В., Савченко О.С., Савченко Л.Г. Визначення залежності опорних згинальних моментів в защемлених багатопустотних плитах перекриття безопалубочного формування від жорсткості основи // Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів та аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (13-17 листопада 2023 р.) – Суми, 2023.

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

Структура роботи. Робота складається з основного тексту на 82 сторінках, у тому числі 13 таблиць, 33 рисунки. Текст роботи містить вступ, 3 розділи, список з 14 використаних джерел, 2 додатків на 22 сторінках. Графічна частина складається з 19 слайдів мультимедійної презентації.

Abstract

Andriy Kravchenko. Kindergarten for 120 places in the city of Sumy – Master's qualification work on manuscript rights.

Master's qualification work in specialty 192 "Construction and civil engineering". – Sumy National Agrarian University, Sumy, 2023.

The work consists of a table of contents, an introduction, an architectural and construction section, a calculation and construction section with elements of research work, where the goal, tasks, object of research, research methods are formulated, an analysis of publications is carried out, and conclusions are drawn on the basis of the conducted research, organizational and technological section.

The results of the research allow, based on the calculation results, to get an idea of the dependence of the supporting bending moments in the floor slabs depending on the stiffness of the base.

The analysis of publications and studies established the fact of the appearance of supporting bending moments in multi-hollow floor slabs when they are pinched in the masonry of walls.

The main part provides a description of the finite element rod model that simulates a multi-hollow floor slab wedged into the masonry of the walls, the calculation is performed and the reference bending moments in the multi-hollow floor slab at different base stiffnesses are determined.

In the conclusions, it was established that when the stiffness of the wall changes in real ranges, the value of the supporting moment changes within 25%. With large values of the modulus of elasticity of the wall material, the value of the supporting bending moment may even exceed the value of the running bending moment.

Key words: round-hollow reinforced concrete slabs, supporting bending moment, rigidity of masonry

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

Kravchenko A.V., Savchenko O.S., Savchenko L.G. Determination of the dependence of the supporting bending moments in the pinched multi-hollow slabs of the floor of the formless formation on the stiffness of the base // Materials of the All-Ukrainian scientific conference of students and postgraduates dedicated to the International Student Day (November 13-17, 2023) - Sumy, 2023.

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

Structure of work. The work consists of the main text on 82 pages, including 13 tables, 33 figures. The text of the work contains an introduction, 3 chapters, a list of 14 used sources, 2 appendices on 22 pages. The graphic part consists of 19 slides of a multimedia presentation.

ЗМІСТ

Вступ	9
Розділ 1. Архітектурно-будівельний.....	10
1.1. Ситуаційний план.....	10
1.2. Об'ємно-планувальне рішення.	12
1.3. Конструктивне рішення.....	14
Розділ 2. Розрахунково-конструктивний.....	17
2.1. Визначення навантаження на 1 м ² перекриття.....	17
2.2. Визначення навантаження на 1 м ² покриття	18
2.3. Розрахунок багатопустотної плити перекриття.	19
2.4. Розрахунок стрічкового фундаменту під внутрішню стіну.....	26
2.5. Дослідницький.....	32
Розділ 3. Технологія та організація будівництва.....	58
3.1. Умови будівельного виробництва	58
3.2. Технологія виконання будівельних процесів з розробкою технологічних карт.....	58
Список використаних джерел.....	81

ВСТУП

Важливою задачею капітального будівництва є вирішення соціальних питань народонаселення. Однією з цих задач можна вважати створення умов для розвитку дітей дошкільного віку. Дошкільні дитячі заклади повинні проектуватися з використанням новітніх досягнень будівельної технології та з використанням сучасних будівельних матеріалів та конструкцій.

Так як в останній час практикується початок шкільного навчання в дошкільних закладах, то крім забезпечення побутових та розважальних умов перебування дітей в дитсадках, потрібно на стадії проектування передбачувати приміщення для проведення учбових занять. Крім того, не потрібно забувати про фізичний розвиток дітей. Тому можна вважати доцільним проектування дитячих садків із спортивними кімнатами і гімнастичними залами.

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1. Ситуаційний план

Будівля дитячого садка розташована на перехресті вулиць Пантелеймонівська, Оболонська і провулку Семинарівський (рисунок 1.1)

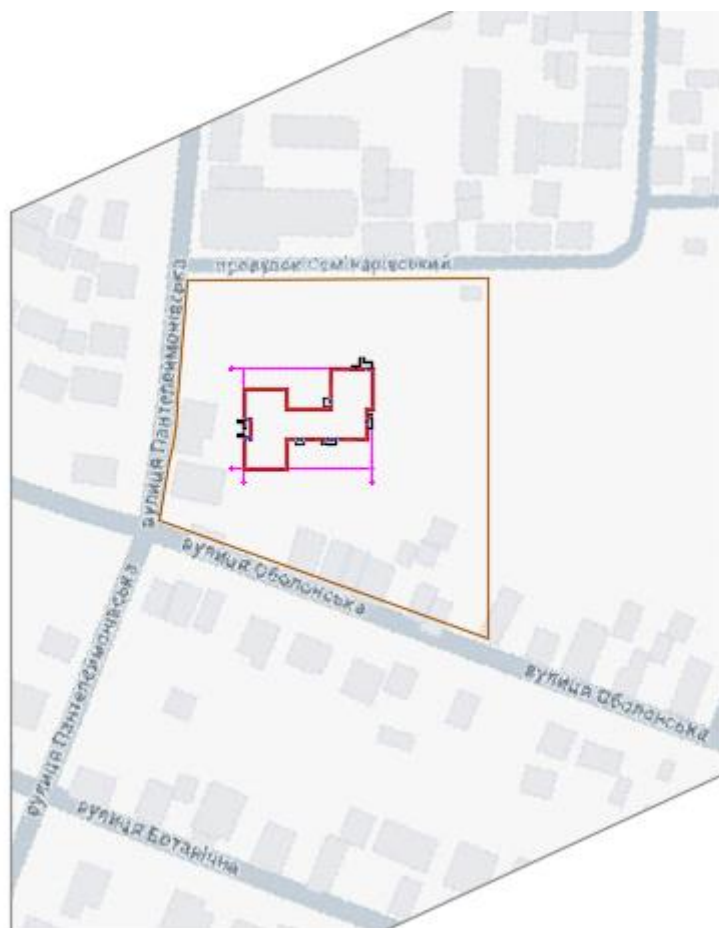


Рисунок 1.1 – Ситуаційний план

Генеральний план розроблений в відповідності з функціональною та технологічною схемою будівлі, розміщенням будівлі раціонально за інженерними комунікаціями.

Проектом передбачено:

- будівля дитячого садка
- благоустроєні майданчики для відпочинку дітей на свіжому повітрі

- забезпечення під'їзду до всіх майданчиків та будівлі, вимагаючих виконання вантажно-розвантажувальних операцій на автотранспорті
- раціональне використання території
- загальне озеленення та благоустрій території.

В основу рішення генерального плану прийнято дотримання вимог СНиП II-89-80 "Генеральные планы", а також санітарних та протипожежних норм.

Генеральний план забудови представляє собою план ділянки, на якому показано розташування проектуємої будівлі. Генплан розробляється з детальним зображенням всіх проїздів, доріжок, озеленення та благоустрою з урахуванням функціонального або технологічного зв'язку проектуємої будівлі з іншими спорудами, її орієнтацією по сторонах світу.

Вертикальне планування ділянки вирішено в відповідності з рельєфом та природними умовами сусідніх районів в ув'язці з існуючими будівлями та дорогами з твердим покриттям.

Вертикальне планування вирішена способом проектних горизонталей. При будівництві враховані будівельні та технологічні вимоги. Вертикальне планування створює сприятливі умови для безпечного під'їзду та підходу до будівлі, а також безперешкодного відводу поверхневих вод. Відвід поверхневої та талої води з ділянки будівництва прийнятий поверхневий, розсередоточений за рахунок запроєктованих поздовжніх та поперечних уклонів доріг, майданчиків та газонів.

Рельєф ділянки пересічний, район будівництва відноситься до другого будівельно-кліматичного району.

Розрахункова зимова температура -240С. Розрахункова глибина промерзання ґрунту 1.2 м.

Ділянка для розміщення дитячого садка відповідає вимогам забезпечення її оптимальної орієнтації і нормативної інсоляції приміщень будинків, влаштування зручних підходів, під'їздів і автостоянок, організації благоустрою з належним рівнем (%) озеленення.

Площа ділянки під дитячий садок визначена із розрахунку 30-40 м² на одну дитину.

Планування зелених насаджень пов'язане з розміщенням інженерних комунікацій і є складовою частиною об'ємно-планувального рішення забудови ділянки. Для озеленення прийнято стандартний посадковий матеріал у відповідності з асортиментом місцевих плодорозсадників. По контуру ділянки, вдовж огорожі висаджені фруктові та вічнозелені дерева. Будівля обсаджена кущами рядової посадки. Також передбачено улаштування трав'яних газонів парникового типу з посівом трьох видів трав: спориш – 60%, лисохвіст кущовий – 30% та конюшина біла – 10%.

На розроблений генеральний план отримані наступні техніко-економічні показники:

Площа території 0.87 га

Площа забудови 0.074 га

Площа під дорогами та тротуарами 0.16 га

Площа озеленення 0.62 га.

1.2. Об'ємно-планувальне рішення.

Будівля дитячого садка буде розміщена в житловому районі міста Суми.

Рельєф місцевості спокійний. Основою фундаментів служать непросадкові супісі.

Коротка характеристика об'єкту.

Будівля має розміри в плані 36.5×35.97м. Висота приміщень складає 3.3 м. Основний корпус прийнятий двоповерховим з висотою поверху 3.3 м.

Проектуєма будівля безкаркасна з цегляними зовнішніми стінами та внутрішніми стінами та перегородками.

При розробці плану проекту враховані технологічні вимоги перебування дітей та обслуговуючого персоналу в будівлі. Основну площу будівлі займають приміщення для ігор, відпочинку та сну дітей.

Всі приміщення дитячого садку діляться на три групи:

- приміщення для кожної групи дітей – групові комірки (групові та спальні);
- загальні приміщення – зала для музикальних та гімнастичних занять;
- медичні, службово-побутові приміщення, їстівний блок, пральня.

Площа дитячого садку прийнята із умови розрахунку мінімально необхідної площі на одну дитину:

Найменування приміщення	Площа на одну дитину
Роздягальня	0,9
Групова з зоною відпочинку	4,3
Туалет	0,8
Буфет	0,15
Зала для музичних занять	2,0
Зала для гімнастичних занять	4,0

Кількість груп прийнята із умови наповнюваності їх дітьми у віці від 1 до 3 років – 15 чоловік, у віці від 3 до 6 років – 20 чоловік.

Групові комірки різних вікових груп розташовані окремо. Всі групові розташовані на першому поверсі. На другому поверсі розташовуються актова зала і приміщення адміністрації дошкільного закладу.

Із кожної групової комірки передбачено два розсереджених виходи, один з яких веде безпосередньо на вулицю.

В будівлі дитячого дошкільного закладу передбачений їстівний блок, який працює на серевині або напівфабрикатах. В його склад входять:

- кухня з роздаточною;
- мийна кухонного посуду;
- комора сухих продуктів;
- завантажувальна;
- кімната персоналу;
- душові та санітарні вузли для персоналу.

Для адміністративно-господарської служби передбачені такі приміщення:

- кабінет завідувача;
- кабінет завгоспа;
- гардероб персоналу з душовими і санітарними вузлами;
- методичний кабінет;
- господарські комори.

Також в будівлі дитячого садку передбачений медичний блок, до складу якого входять:

- медична кімната;
- процедурний кабінет;
- ізолятор (приймальна, палата і туалет).

Медична кімната має окремий вхід із коридору і розміщується суміжно з палатою ізолятора. Палата ізолятора запроєтована на 2 чоловіки площею 6 м².

Ширина всіх коридорів па проходів прийнята не меншою ніж 1.4 м.

1.3. Конструктивне рішення.

Будівля дитячого садка-яслі відноситься до споруд громадського призначення без збірного залізобетонного каркасу, з само несучими огорожуючими стіновими конструкціями.

Основні елементи будівлі.

Фундаменти. Основою для фундаментів служать непросадкова супісь. Грунтові води знаходяться на глибині 14 м від поверхні ґрунту. За хімічним складом ґрунтові води являються неагресивними. Фундаменти запроєтовані збірні бетонні блоки стін підвалів.

Стіни. Зовнішні стіни в будівлі запроєтовані із глиняної звичайної цегли марки 75 на розчині марки 25 товщиною 640 мм. Для підвищення теплозахисних характеристик 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. Будівля запроектована безкаркасною. Просторова жорсткість та стійкість будівлі забезпечена за рахунок жорсткості стін та жорсткого диску покриття та перекриття.

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

Перекриття та покриття передбачене із збірних залізобетонних плит круглопустотних плит.

Східцеві елементи прийняті збірними із залізобетонних східцевих маршів та площадок по серіям 1.241 та 1.242.

Дах. Для покрівлі в будівлі прийнята суміщена з покриттям із КІНЕпласту і утепленням із жорстких мінераловатних плит PAROC.

Підлога, передбачена в даній будівлі, представлена на листах графічної частини.

Підлоги дошкільного навчального закладу прийнято 3-ох типів, залежно від приміщення, в якому вони влаштовуються.

В санітарних приміщеннях, в плавальному басейні прийнято підлоги з керамічних плиток; в спальнях, групових, кімнатах для ігор, приймальнях, що знаходяться на 1-му та 2-му поверхах – покриття з лінолеуму, в коридорах, холах, в приміщенні зимового саду та на сходишкових клітках – покриття бетон мозаїчного складу. В підлогах по ґрунту прийнято утеплення з мінераловатних жорстких плит товщиною 150мм.

Дані по приміщеннях зведено в таблицю .

Віконне та дверне заповнення приведенне на листах графічної частини. Для підвищення теплозахисних характеристик будівлі віконне застелення прийняте тришаровим.

Опорядження. Внутрішня поверхня стін оштукатурена простою штукатуркою з подальшим вапняним пробілюванням та олійним

пофарбуванням окремих ділянок стін. Ззовні поверхня стін пофарбована полімерно-цементною фарбою.

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ.

2.1. Визначення навантаження на 1м² перекриття.

Паркет $\delta=15$ мм, $\rho=500$ кг/м³

Прошарок із клеючої мастики $\delta=1$ мм, $\rho=1400$ кг/м³

Армована цементно-піщана стяжка $\delta=30$ мм, $\rho=2000$ кг/м³

Тепло-, звукоізоляція – плити "Stroprock" $\delta=30$ мм, $\rho=110$ кг/м³

Залізобетонна плита перекриття $\delta=220$ мм, $\rho=2500$ кг/м³

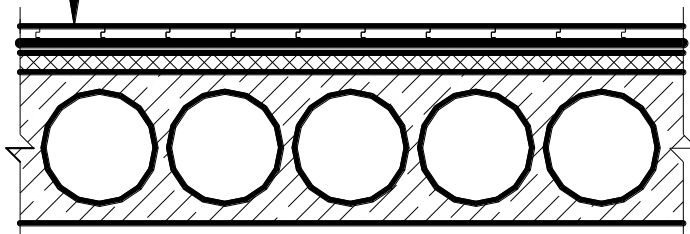


Рисунок 2.1 - Конструкція підлоги

Таблиця 2.1 – Навантаження на плиту

Вид і розрахунок навантаження	Нормативне, кН/м ²	γ_f	Розрахункове, кН/м ²
1. Постійне			
Паркет– 15, $\rho=500$ кг/м ³ 0,015×5	0,075	1,1	0,0825
Прошарок із клеючої мастики – 1, $\rho=1400$ кг/м ³ 0,001×14	0,014	1,3	0,065
Армована стяжка із цементно-піщаного розчину М100 – 30, $\rho=2000$ кг/м ³ 0,03×20	0,6	1,3	0,78
Тепло-, звукоізоляція – плити «Stroprock» – 30 мм, $\rho=110$ кг/м ³ 0,03×1,1	0,03	1,2	0,04
Залізобетонна плита перекриття приведеної товщини – 110, $\rho=2500$ кг/м ³ 0,11×25	2,75	1,1	3,03
Разом:	3,235		3,646
2. Тимчасове			
Корисне на перекриття	1,5	1,3	1,95
Повне:	4,74		5,6

2.2. Визначення навантаження на 1 м²покриття

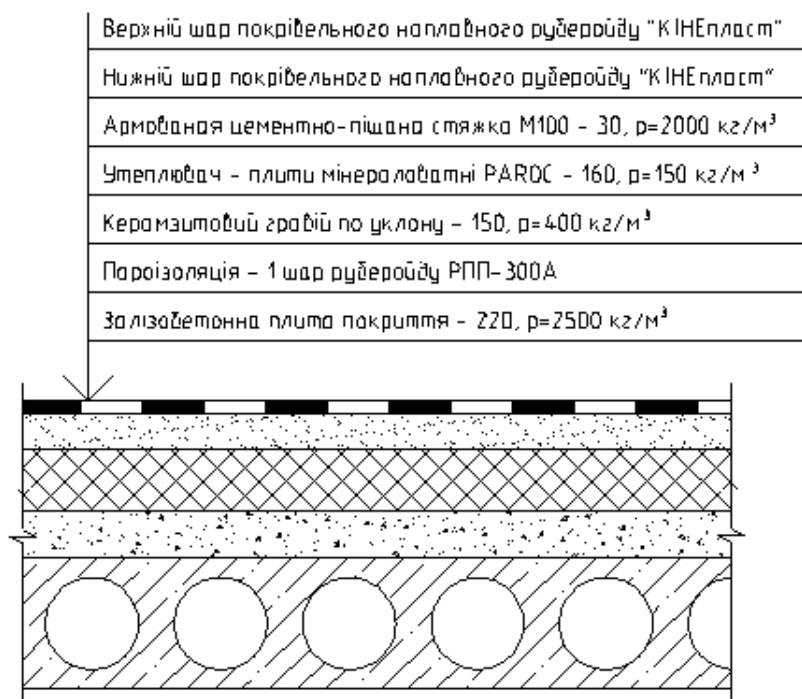


Рисунок 2.2 – Конструкція покриття

Таблиця 2.2 – Навантаження на плиту

Вид і розрахунок навантаження	Нормативне, кН/м^2	γ_f	Розрахункове, кН/м^2
1. Постійне			
Двошаровий наплавний рулонний килим 0,05×2	0,1	1,2	0,12
Армована цементно-піщана стяжка- 30, $\rho=2000 \text{ кг/м}^3$ 0,03×20	0,6	1,3	0,78
Утеплювач – плити мінераловатні PAROC - 160, $\rho=150 \text{ кг/м}^3$ 0,16×1,5	0,24	1,2	0,288
Керамзитовий ґравій по уклону – 150, $\rho=400 \text{ кг/м}^3$ 0,15×4	0,6	1,3	0,78
Пароізоляція – 1 шар руберойду РПП-300А 0,05×1	0,05	1,2	0,06
Залізобетонна плита покриття приведеної товщини – 110, $\rho=2500 \text{ кг/м}^3$ 0,11×25	2,75		
Разом:	4,28	1,1	3,03
			4,98
2. Тимчасове снігове			
м. Суми	1,63	1,0	1,63
з них:			
- довготривалі	0,51	1,0	0,51
- короткочасні	0,86	1,0	0,86
Повне	5,95		6,73

В розрахунок для уніфікації приймаємо плиту покриття.

2.3. Розрахунок багатопустотної плити перекриття.

Багатопустотна панель перекриття виготовляється за поточно-агрегатною технологією з електротермічним натягом арматури на упори і тепловологісною обробкою. Бетон важкий класу С16/20. Розрахункові характеристики бетону $f_{cd} = 11,5$ МПа, $f_{ctm} = 1,9$ МПа, $f_{ctk0,05} = 1,3$ МПа, $f_{ctd} = 1,0$ МПа, $E_{cm} = 27 \cdot 10^3$ МПа $\varphi(\infty, t) = 1,5$.

Поздовжня попередньо напружена арматура із сталі класу А600С ДСТУ 3760-98. Розрахункові характеристики арматури $f_{pk} = 630$ МПа, $f_{p0,1k} = 575$ МПа, $f_{pd} = 575/1,2 = 479$ МПа, $E_p = 190 \cdot 10^3$ МПа.

Коефіцієнт співвідношення модулів деформації $\alpha = E_p/E_{cm} = 190 \cdot 10^3 / 27 \cdot 10^3 = 7$

Визначаємо навантаження на 1 м довжини панелі при ширині панелі 1,5 м:

розрахункове повне $q = 6730 \cdot 1,5 = 10095$ Н/м

нормативне повне $q^n = 5950 \cdot 1,5 = 8925$ Н/м

нормативне постійне $g^n = 4980 \cdot 1,5 = 7470$ Н/м

нормативне тимчасове $p^n = 1670 \cdot 1,5 = 2505$ Н/м

нормативне постійне і тимчасове довготривале

$$q_{дл}^n = (4280 + 490) \cdot 1,5 = 7155 \text{ Н/м}$$

Розрахунковий проліт панелі при глибині обпирання

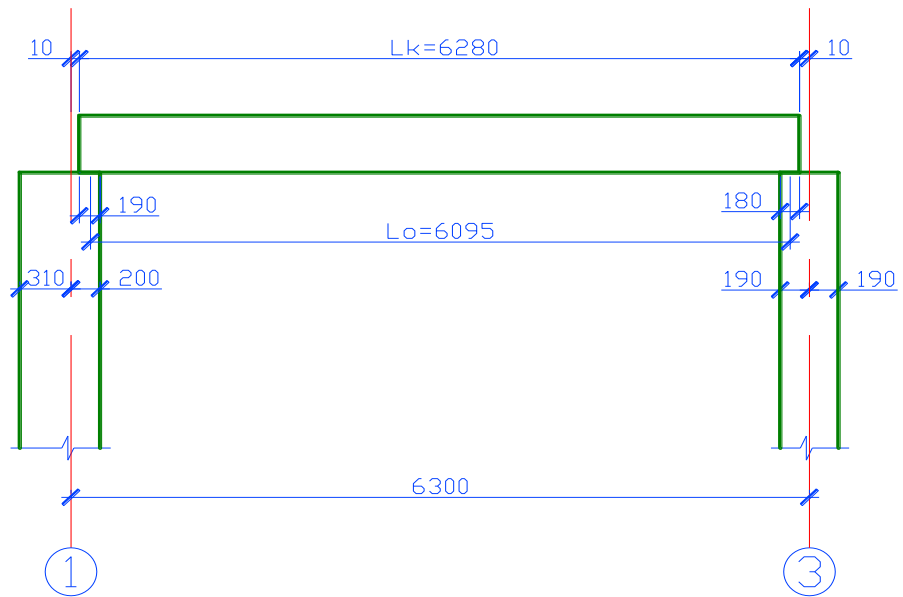


Рисунок 2.3 – Геометрія плити

$$l_0 = l - \frac{2}{3}c_1 - \frac{2}{3}c_2 = 6,28 - \frac{2}{3} \cdot 0,19 - \frac{2}{3} \cdot 0,18 = 6,095 \text{ м}$$

де l - довжина панелі перекриття.

Зусилля від розрахункових навантажень (рис. 1)

$$\text{згинальний момент } M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{10095 \cdot 6,095^2}{8} = 44143 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

$$\text{поперечна сила } Q = \frac{ql_0}{2} = \frac{10095 \cdot 6,095}{2} = 28946 \text{ Н}$$

Зусилля від нормативних навантажень

від повного навантаження

$$M^n = \frac{q^n l_0^2}{8} = \frac{8925 \cdot 6,095^2}{8} = 37759 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

$$Q^n = \frac{q^n l_0}{2} = \frac{8925 \cdot 6,095}{2} = 24760 \text{ Н}$$

від постійного і довготривалого навантаження

$$M_{\text{дл}}^n = \frac{q_{\text{дл}}^n l_0^2}{8} = \frac{7155 \cdot 6,095^2}{8} = 35317 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Для розрахунку панелі приводимо її багатопустотний переріз до таврового (рисунок 2.4) с висотою $h = 22$ см, шириною полки $b'_f = 149$ см, шириною ребра $b = 34,7$ см, і товщиною стиснутої полки $h'_f = 3$ см.

Для розрахунку панелі приводимо її багатопустотний переріз до еквівалентного двотаврового (рисунок 2.4). Панель приймається з сьома пустотами діаметром 159 мм. Замінюємо площу круглих отворів еквівалентними прямокутними тієї самої площі і того самого моменту інерції. Визначаємо: $h_1 = 0,9d = 0,9 \cdot 159 = 143$ мм. Розрахункова ширина полки приймається рівною ширині панелі по верху $b_{eff} = 1480$ мм, приведена товщина ребра $b_w = 1480 - 7 \cdot 143 = 479$ мм, і товщиною полки $h_f = \frac{(h-h_1)}{2} = \frac{(220-143)}{2} = 38,5$ мм.

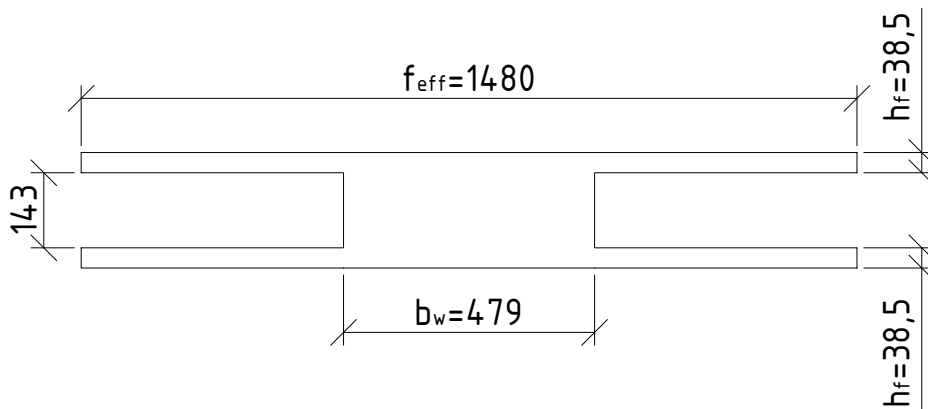


Рисунок 2.4 - Приведений переріз багатопустотної плити до двотаврового.

$$M_f = f_{cd} b_{eff} h_f (d - 0,5 h_f) = 1,15 \cdot 148 \cdot 3,85 \cdot (19,5 - 0,5 \cdot 3,85) \\ = 11516 \text{ кН} \cdot \text{см} = 115,16 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 47,285 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Тобто нейтральна вісь проходить в полиці

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{4728,5}{1,15 \cdot 148 \cdot 19,5^2} = 0,0731$$

Із додатку 1 $\zeta = 0,962$

Необхідна кількість арматури:

$$A_p = \frac{M}{\zeta \cdot f_{pd} \cdot d} = \frac{47228,5}{0,962 \cdot 47,9 \cdot 19,5} = 5,25 \text{ см}^2$$

за сортаментом приймаємо 6Ø12 А600С ДСТУ 3760-98 з $A_s = 6,78 \text{ см}^2$

Розрахунок міцності за перерізом, похилим до поздовжньої осі.

Максимальна поперечна сила на опорі $V_{max} = 31007 \text{ Н} = 31,01 \text{ кН}$

Розрахункова поперечна сила на відстані від грані опори $0,5h = 11 \text{ см}$

$$V_{Ed} = 30,47 \text{ кН}$$

З конструктивних вимог приймаємо поперечну арматуру 4 Ø 4 В500 ($A_{sw} = 0,5 \text{ см}^2$), крок хомутів $s \leq 0,75d = 14,6 \text{ см}$. Приймаємо $s = 100 \text{ мм}$.

Несуча здатність бетону

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} K^3 \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}}] b_w \cdot d$$

$$\text{де } C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,3 = 0,1385$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{6,78}{47,9 \cdot 19,5} = 0,0073$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{195}} = 2,012 > 2, \text{ приймаємо } K = 2$$

$$V_{Rd,c} = [0,1385 \cdot 2^3 \sqrt{100 \cdot 0,0073 \cdot 20}] 479 \cdot 195 = 13549 \text{ Н} = 13,55 \text{ кН}$$

$$V_{Rd,c} = V_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,035 \sqrt{f_{ck} \cdot K^3} \cdot b_w \cdot d = 0,035 \cdot \sqrt{20 \cdot 2^3} \cdot 479 \cdot 195 \\ = 41352 \text{ Н} = 41,35 \text{ кН}$$

Приймаємо більше значення $V_{Rd,c} = 41,35 \text{ кН}$

Несуча здатність хомутів

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} \cdot ctg \theta$$

$$\text{де } z = 0,9d = 0,9 \cdot 19,5 = 17,55 \text{ см}$$

$$f_{ywd} = 300 \text{ МПа}$$

$$\frac{V_{Ed}}{b_w \cdot d} = \frac{30470}{479 \cdot 195} = 0,326$$

За графіком визначаємо $ctg \theta = 3,55$; $tg \theta = 0,28$

$$V_{Rd,s} = \frac{0,5}{10} \cdot 17,55 \cdot 30 \cdot 3,55 = 93,45 \text{ кН}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{ctg \theta + tg \theta} = \frac{1 \cdot 47,9 \cdot 17,55 \cdot 0,6 \cdot 1,15}{3,55 + 0,28} = 151,0 \text{ кН}$$

Приймаємо $V_{Rd,s} = 93,45 \text{ кН}$

Сумарна несуча здатність

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 41,35 + 93,45 = 134,8 \text{ кН} > 30,47 \text{ кН}$$

Коефіцієнт поперечного армування

$$\rho = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot d} = \frac{0,5}{47,9 \cdot 19,5} = 0,00073 > \rho_{min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08\sqrt{15}}{500} = 0,00062$$

Геометричні параметри перерізу:

- Площа бетонного поперечного перерізу

$$A_c = 148 \cdot 22 - 7 \cdot 3,14 \cdot 15,9^2 / 4 = 1866 \text{ см}^2$$

- Статичний момент бетонного перерізу відносно нижньої грані плити

$$S_c = A_c \cdot \frac{h}{2} = 1866 \cdot \frac{22}{2} = 20526 \text{ см}^3$$

- Момент інерції бетонного перерізу відносно нейтральної осі

$$I_c = \frac{148 \cdot 22^3}{12} - 7 \cdot 3,14 \cdot \frac{15,9^4}{64} = 109364 \text{ см}^4$$

- Сумарна мінімальна товщина усіх вертикальних перетинків

$$b_w = 148 - 15,9 \cdot 7 = 36,7 \text{ см}$$

Приведені характеристики перерізу:

$$A_{red} = 1866 + 7,04 \cdot 6,78 = 1914 \text{ см}^2$$

$$S_{red} = 20526 + 7,04 \cdot 6,78 \cdot 2,5 = 20645 \text{ см}^3$$

Відстань від нижньої грані до центра ваги $y = 20645 / 1914 = 10,8 \text{ см}$

$$I_{red} = 109364 + 1866 \cdot (11 - 10,8)^2 + 7,04 \cdot 6,78 (10,8 - 2,5)^2 = 112727 \text{ см}^4$$

$$W_{red} = I_{red} / y = 112727 / 10,8 = 10438 \text{ см}^3$$

$$W'_{red} = I_{red}/(h - y) = 112727/(22 - 10,8) = 10065 \text{ см}^3$$

$$W_{pl} = 1,5 \cdot 10438 = 15657 \text{ см}^3$$

$$r = W'_{red}/A_{red} = 10065/1914 = 5,26 \text{ см}$$

$$r' = W_{red}/A_{red} = 10438/1914 = 5,45 \text{ см}$$

Ексцентриситет сили попереднього напруження

$$e_{0p} = 10,8 - 2,5 = 8,3 \text{ см}$$

Визначення втрат попереднього напруження

Приймаємо попереднє напруження $\sigma_p = 1100 \text{ МПа}$

Сумарна сила первинного напруження $P_l = \sigma_p \cdot A_p = 110 \cdot 6,78 = 745,8 \text{ кН}$

Миттєві втрати

- від релаксації

$$\Delta P_r = A_p \left(\frac{0,22\sigma_p}{f_{p0,1k}} - 0,1 \right) \cdot \sigma_p = 6,78 \cdot \left(\frac{0,22 \cdot 110}{57,5} - 0,1 \right) \cdot 110 = 239,3 \text{ кН}$$

від впливу температури

$$\Delta P_\theta = 0,5 A_p E_p \alpha_c \Delta T = 0,5 \cdot 6,78 \cdot 19000 \cdot 0,000012 \cdot 65 = 38,9 \text{ кН}$$

- від деформації анкерних пристроїв ($\Delta l = 2 \text{ мм}$)

$$\Delta P_{sl} = \frac{\Delta l \cdot E_p \cdot A_p}{l} = \frac{0,2 \cdot 19000 \cdot 6,78}{628} = 41,0 \text{ кН}$$

- від миттєвої деформації бетону

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \left[\frac{j \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] = 6,78 \cdot 19000 \cdot \left[\frac{0,417 \cdot 0,85}{2700} \right] = 16,91 \text{ кН}$$

$$j = \frac{n - 1}{2n} = \frac{6 - 1}{2 \cdot 6} = 0,417$$

Зміна напружень у бетоні на рівні арматури

$$\Delta \sigma_c(t) = \frac{P}{A_{red}} + \frac{P e_{0p}^2}{I_{red}} = \frac{745,8}{1914} + \frac{745,8 \cdot 8,3^2}{112727} = 0,85 \text{ кН/см}^2$$

Сума миттєвих витрат

$$\Delta P = 239,3 + 38,9 + 41,0 + 16,91 = 336,11 \text{ кН}$$

$$\text{Втрата миттєвих напружень } \Delta\sigma_I = \frac{336,11}{6,78} = 49,57 \text{ кН/см}^2$$

Втрати в експлуатаційному режимі від усадки і повзучості:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \cdot \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(\infty, t) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} e_{0p}^2\right) [1 + 0,8 \varphi(\infty, t)]}$$

Сумарну деформацію усадки (усихання і внутрішня усадка) дозволено приймати в межах 0,00035...0,0005, приймаємо $\varepsilon_{cs} = 0,0004$

Напруження в бетоні від зовнішнього навантаження та попереднього напруження

$$\sigma_{c,QP} = \Delta\sigma_c(t) - \frac{M e_{0p}}{I_{red}} = 0,85 - \frac{4728,5 \cdot 8,3}{112727} = 0,5 \text{ кН/см}^2$$

$$\Delta\sigma_{pr} = \frac{\Delta P_r}{A_p} = \frac{239,3}{6,78} = 35,29 \text{ кН/см}^2$$

$$\begin{aligned} \Delta P_{c+s+r} &= 6,78 \cdot \frac{0,0004 \cdot 19000 + 0,8 \cdot 35,29 + \frac{19000}{2700} \cdot 1,5 \cdot 0,5}{1 + \frac{19000 \cdot 6,78}{2700 \cdot 1866} \left(1 + \frac{1866}{109364} \cdot 8,3^2\right) [1 + 0,8 \cdot 1,5]} \\ &= 248,34 \text{ кН} \end{aligned}$$

З урахуванням всіх втрат кінцева сила обтиску бетону

$$P = 745,8 - 336,11 - 248,34 = 161,35 \text{ кН}$$

Сума втрат досягає 78 %

Перевірка достатності армування для забезпечення тріщиностійкості від розрахункового навантаження

Прийнявши $M_{crc} = M$, отримаємо необхідну силу напруження для забезпечення тріщиностійкості

$$P_{crc} = \frac{M - f_{ctm} W_{pl}}{0,673(e_{0p} + r')} = \frac{4728,5 - 0,19 \cdot 15657}{0,673 \cdot (8,3 + 5,45)} = 189,5 \text{ кН}$$

Необхідна кількість арматури $A_p = \frac{P_{crc}}{\sigma_p} = \frac{189,5}{110} = 1,723 \text{ см}^2$, що менше від необхідного армування за умови міцності.

Остаточно приймаємо армування 6Ø12 А600С ДСТУ 3760-98 з $A_s = 6,78 \text{ см}^2$

Перевірка напружень у верхній фібрі бетону під час передачі попереднього напруження на бетон.

Напруження у верхній фібрі

Напруження у верхній фібрі бетону

$$\sigma'_c = -\frac{P}{A_{red}} + \frac{Pe_{op}y'}{I_{red}} \leq f_{ctm}$$

Де сила P після миттєвих втрат дорівнює

$$P = P_l - \Delta\sigma_l A_p = 745,8 - 49,57 \cdot 6,78 = 409,72 \text{ кН}$$

$$\sigma'_c = -\frac{409,72}{1914} + \frac{409,72 \cdot 8,3 \cdot 10,8}{112727} = 0,124 \text{ кН/см}^2 < f_{ctm} = 0,19 \text{ кН/см}^2$$

Армування верхньої зони не потрібно

Визначення деформативності плити від короточасної дії навантаження

Прогин плити

$$f = \frac{5Ml_0^2}{48E_{cm}I_{red}} - \frac{Pe_{op}l_0^2}{8E_{cm}I_{red}} = \frac{5 \cdot 4728,5 \cdot 610^2}{48 \cdot 2700 \cdot 112727} - \frac{409,72 \cdot 8,3 \cdot 610^2}{8 \cdot 2700 \cdot 112727} = 0,082 \text{ см}$$

Відносний прогин

$$f/l_0 = 0,082/610 = 1/7439 < [f/l] = 1/200$$

2.4. Розрахунок стрічкового фундаменту під внутрішню стіну.

Розрахувати й законструювати стрічковий фундамент під внутрішню стіну при наступних даних:

- товщина стіни 380 мм;
- висота поверху $H_3 = 3,3 \text{ м}$;
- будинок двоповерховий;
- основою служить супісок ($I_L = 0$; $e = 0,55$);
- будівля з підвалом $H_{подв.} = 1,84 \text{ м}$;

- фундамент виконаний з бетону класу С10/12,5;
- робочі арматури класу А400;
- район будівництва м. Суми;
- розрахункове навантаження на 1 м² перекриття $q_{\text{пер}} = 5,6$ кН/м²;
- розрахункове навантаження на 1 м² покриття $q_{\text{пок}} = 6,73$ кН/м²;

Визначення навантаження на фундамент.

- Від покриття:

$$N_{\text{пок}} = q_{\text{пок}} \cdot \left(\frac{L_{\text{п}}}{2}\right) \cdot 2 = 6,73 \cdot \left(\frac{6,3}{2}\right) \cdot 2 = 42,4 \text{ кН/м}$$

- Від перекриття:

$$N_{\text{пер}} = q_{\text{пер}} \cdot \left(\frac{L_{\text{п}}}{2}\right) \cdot 2 \cdot n_{\text{э}} = 5,6 \cdot \left(\frac{6,3}{2}\right) \cdot 2 \cdot 2 = 70,56 \text{ кН/м}$$

- Від власної ваги стіни:

$$N_{\text{вл.ваги ст.}} = 0,38 \cdot H_{\text{э}} \cdot n_{\text{э}} \cdot 18 \cdot 1,1 = 0,38 \cdot 3,3 \cdot 2 \cdot 18 \cdot 1,1 = 49,66 \text{ кН/м}$$

- Від штукатурки:

$$N_{\text{шт.}} = 0,02 \cdot 2 \cdot H_{\text{э}} \cdot n_{\text{э}} \cdot 18 \cdot 1,2 = 0,02 \cdot 2 \cdot 3,3 \cdot 2 \cdot 18 \cdot 1,2 = 5,7 \text{ кН/м}$$

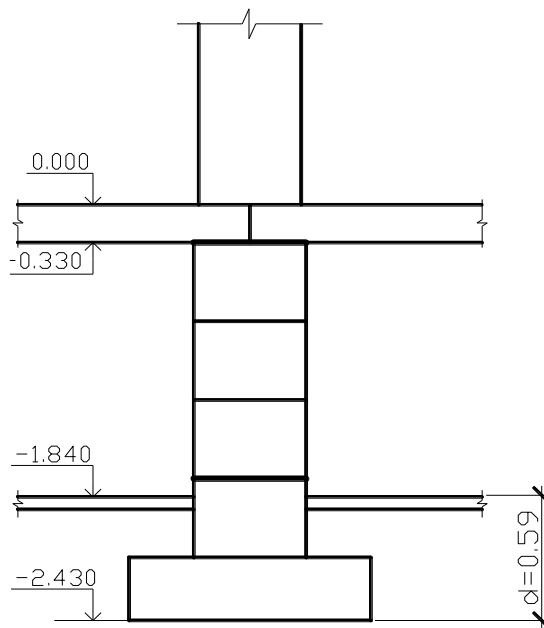
- Від стінових блоків:

$$N_{\text{ф.б.с.}} = 0,4 \cdot H_{\text{підв}} \cdot 24 \cdot 1,1 = 0,4 \cdot 1,54 \cdot 24 \cdot 1,1 = 16,26 \text{ кН/м}$$

- Повне розрахункове навантаження на фундамент:

$$\begin{aligned} N &= N_{\text{пок}} + N_{\text{пер}} + N_{\text{вл.ваги ст.}} + N_{\text{шт.}} + N_{\text{ф.б.с.}} \\ &= 42,4 + 70,56 + 49,66 + 5,7 + 16,26 = 179,78 \text{ кН/м} \end{aligned}$$

Визначення глибини закладення фундаменту.



$$d = 2,430 - 1,840 = 0,59 \text{ м}$$

Розрахунок основи

- Визначення нормативного навантаження на фундамент:

$$N_n = N/1,15 = 179,78/1,15 = 155,75 \text{ кН/м}$$

- Розрахункові характеристики ґрунту:

$R_0 = 300 \text{ кПа}$ (таблиця ЕЗДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд»)

$C_n = 17 \text{ кПа}$ й $\varphi = 29^\circ$ (таблиця В2 ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд»)

- Визначення попередніх розмірів підошви фундаменту:

$$b = \frac{N_n}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d} = \frac{155,75}{300 - 20 \cdot 0,59} = 0,54 \text{ м}$$

- Тому, що $d = 0,54 \text{ м} < 2 \text{ м}$ корегування розрахункового опору робиться по формулі:

$$R = R_0 \left[1 + \frac{k_1(b - b_1)}{b_0} \right] \times \frac{d + d_0}{2d_0} \text{ кПа}$$

$k_1 = 0,05$ (оскільки основою для фундаменту служить супесь)

$$d_0 = 2 \text{ м}$$

$$b_0 = 1 \text{ м}$$

$$R = 300 \left[1 + \frac{0,05 \cdot (0,54 - 1)}{1} \right] \cdot \frac{0,59 + 2}{2 \cdot 2} = 190,36 \text{ кПа}$$

- Визначення остаточної ширини підшви фундаменту:

$$b = \frac{N_n}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d} = \frac{155,75}{190,36 - 20 \cdot 0,59} = 0,87 \text{ м}$$

Остаточо приймається $b=1$ м

- Визначення середнього тиску під підшвою фундаменту:

$$P_{cp} = \frac{N_n}{b} + \gamma_{cp} \cdot d = \frac{155,75}{1} + 20 \cdot 0,59 = 167,55 \text{ кПа}$$

- Визначення розрахункового опору ґрунту:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \cdot (M\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{11} + Mq \cdot d \cdot \gamma_{11}' + Mc \cdot C_{11})$$

$\gamma_{c1} = 1,25$; $\gamma_{c2} = 1$ (таблиця Е7ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд»)

$k = 1,1$ (тому що дані прийняті по ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд»)

$M_\gamma = 1,06$; $M_q = 5,26$; $M_c = 7,67$ (таблиця Е8 ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд»)

$k_z = 1$ (оскільки ширина підшви фундаменту менше 10м)

$$\gamma_{11} = \gamma_{11}' = 18 \text{ кН/м}^3$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1}{1,1} \cdot (1,06 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 18 + 5,26 \cdot 0,59 \cdot 18 + 7,67 \cdot 17) = 233,25 \text{ кПа}$$

$$R = 233,25 > P_{cp} = 167,55$$

- Визначення запасу міцності:

$$\frac{233,25 - 167,55}{233,25} \cdot 100\% = 28\% > 10\%$$

Приймаємо $b = 0,8$ м

$$P_{cp} = \frac{N_n}{b} + \gamma_{cp} \cdot d = \frac{155,75}{0,8} + 20 \cdot 0,59 = 206,49 \text{ кПа}$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1}{1,1} \cdot (1,06 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 18 + 5,26 \cdot 0,59 \cdot 18 + 7,67 \cdot 17) = 228,92 \text{ кПа}$$

$$\frac{228,49 - 206,49}{228,49} \times 100\% = 9,6\% < 10\%$$

Остаточно приймаємо $b = 0.8$ м

Розрахунок тіла фундаменту.

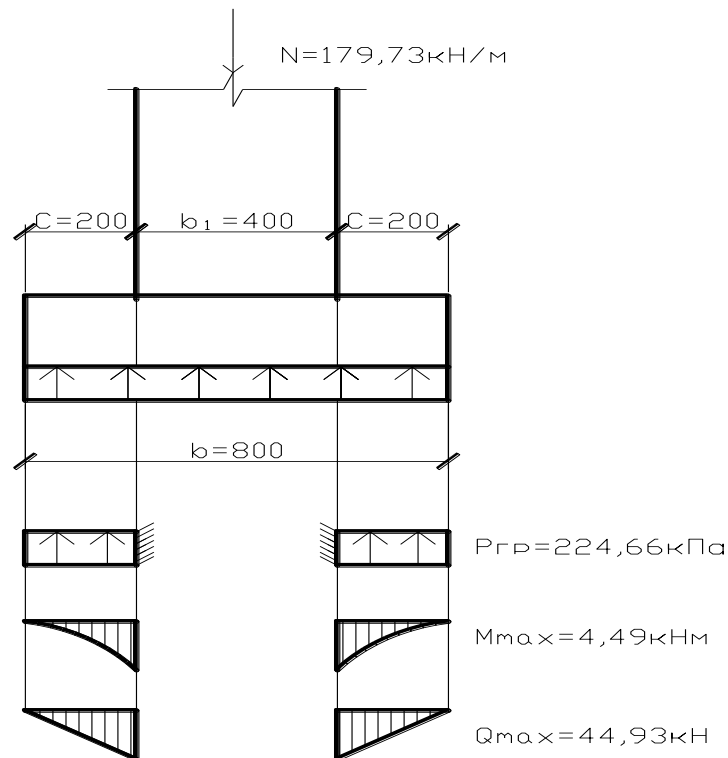
- Визначення розмірів по каталогу:

ФЛ8.24-3 $b = 800$ мм, $l = 2380$ мм, $h = 300$ мм; $N = 179.73$ кН/м

- Визначення реактивного тиску ґрунту:

$$P_{гр} = \frac{N}{b} = \frac{179.73}{0.8} = 224.66 \text{ кПа}$$

- Розрахункова схема фундаменту:



- Визначення максимального розрахункового зусилля:

$$M_{max} = P_{гр} \cdot \frac{c^2}{2} = 224,66 \cdot \frac{0,2^2}{2} = 4,49 \text{ кНм}$$

$$Q_{max} = P_{гр} \cdot c = 224,66 \cdot 0,2 = 44,93 \text{ кН}$$

$$c = \frac{b - b_1}{2} = \frac{800 - 400}{2} = 200 \text{ мм}$$

- Розрахункові дані:

- фундамент виконаний з бетону класу В12,5

$$f_{cd} = 0,66 \text{ МПа}$$

$$\gamma_{b2} = 1$$

- Робочі арматури класу А400

$$f_{yd} = 365 \text{ МПа}$$

- під фундаменти влаштовується піщана підготовка

- Робоча висота подушки фундаменту:

$$d = h - a = 300 - 50 = 250 \text{ мм}$$

- Визначення робочої висоти фундаменту з умови міцності на дію поперечної сили:

$$d = \frac{Q_{max}}{\varphi_{b3} \cdot f_{cd}} = \frac{44.93}{0.6 \cdot 0.66 \cdot 103} = 0.11 \text{ м} < 0.25 \text{ м}$$

- Визначення необхідної кількості арматури:

$$A_s = \frac{M_{max}}{0.9 \cdot f_{yd} \cdot h_0} = \frac{4.49 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 365 \cdot 100 \cdot 25} = 0.55 \text{ см}^2$$

Приймається крок арматур $S=200$ мм.

- Визначення кількості стрижнів:

$$n = \frac{1000}{200} = 5$$

Приймається $5\varnothing 10$ А400с, $A_s = 3.93 \text{ см}^2$.

В іншому напрямку встановлюється арматури $\varnothing 6$ А240с.

Розрахунок монтажних петель.

— По каталогу $V = 0,46 \text{ м}^3$

- Навантаження від власної ваги подушки:

$$P = 0,46 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,4 = 17,71 \text{ кН}$$

- Зусилля на 1 петлю:

$$N = \frac{P}{2} = \frac{17.71}{2} = 8.86 \text{ кН}$$

- Необхідна кількість арматур на 1 петлю:

Петлю виконувати з арматур класу А240 ($f_{yd} = 225 \text{ МПа}$)

$$A_s = \frac{N}{f_{yd}} = \frac{8.86 \cdot 10^3}{225 \cdot 100} = 0.39 \text{ см}^2$$

Приймається $\varnothing 8$ A240, $A_s = 0,503 \text{ см}^2$

2.5. Дослідницький

В умовах ринкової економіки основним завданням будівельної галузі є економія матеріально-технічних і трудових ресурсів на етапах проектування, виготовлення будівельних матеріалів і конструкцій та зведення будівлі. Однак досягнення цієї мети ніяким чином не повинно впливати на якість і безпеку як окремих елементів будівлі, так і будівлі в цілому.

Важливою умовою економії матеріальних ресурсів є:

- a) усунення надлишків при проектуванні будівництва;
- b) впровадження прогресивних норм витрат матеріалів на окремі будівельні роботи;
- c) усунення втрат матеріалів під час їх перевезень і при зберіганні;
- d) заміна будівельних конструкцій на більш прогресивні та економічні;
- e) запровадження більш прогресивних технологій зведення будівлі.

До конструкцій, що відповідають умовам економії матеріальних і трудових ресурсів можна віднести багатопустотні плити безопалубочного формування. Надсучасні технології дозволяють виготовляти плити будь-якої довжини. Готові вироби дуже міцні, мають високу щільність та ідеально рівну поверхню. Система виробництва використовує дуже суху бетонну суміш і набагато менше цементу, ніж інше обладнання для виготовлення плит, тому, завдяки економії сировини та енергоресурсів, знижується собівартість отриманої продукції.

Переваги, які мають плити перекриттів безопалубочного формування, роблять ці конструкції все більш затребуваними на вітчизняному ринку будівельних матеріалів і виробів.

До пункту усунення надлишків при проектуванні можна віднести: запровадження сучасних методів розрахунку будівельних конструкцій, врахування просторової та сумісної роботи будівельних конструкцій в складі будівлі, що впливає на роботу окремих її елементів.

Мета роботи – визначити залежність між жорсткістю площадки спирання багатопустотної плити перекриття стендового виготовлення та опорним згинальним моментом.

Задачі дослідження.

Побудова графіку залежності опорного згинального моменту від жорсткості площадки спирання багатопустотної плити перекриття стендового виготовлення на стіну.

Об'єкт дослідження – залізобетонні багатопустотні плити перекриття стендового виготовлення.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан збірних залізобетонних багатопустотних плит при врахуванні їх защемлення в цегляну кладку стін.

Методи дослідження – метод скінчених елементів (програмний комплекс «Лира-САПР»).

Наукову новизну складає:

Отримані графіки залежності опорного і прогонового згинального моменту від жорсткості площадки спирання багатопустотної залізобетонної плити стендового виготовлення на стіну.

Практична значимість магістерської роботи полягає у визначенні впливу жорсткості площадки спирання багатопустотної плити перекриття стендового виготовлення на величину опорних і прогонових згинальних моментів.

Апробація роботи.

Основні результати роботи доповідалися на студентській конференції Сумського національного аграрного університету.

Огляд досліджень

Перекрыття із багатопустотних плит є достатньо вивченими конструкціями в складі будівель. Однак, на сьогодні в нормах проектування плити перекрыття повинні розраховуватись як окремі елементи на дію постійних і тимчасових навантажень.

Багатопустотні залізобетонні плити широко застосовуються в перекрыттях житлових, цивільних і промислових будівель.

Багатопустотні плити є тонкостінними залізобетонними конструкціями. Мінімальна товщина полиць 30 мм, міжпустотних ребер 25-35 мм. Витрата залізобетону на плити складає приблизно 65% загальної кількості, що припадає на плити, ригелі і колони. Тому потрібно застосовувати в будівництві економічні плити перекрыття.

Найбільш економічні по витраті бетону плити з овальними порожнечами. Однак при виготовленні таких плит після вилучення пустотоутворювачів верхня полиця розтріскується, а іноді і обвалюється. Тому в якості типових прийняті збірні плити з круглими пустотами. Багатопустотні залізобетонні плити мають висоту 220 мм, ширину 990, 1190, 1490 і 1790 мм. Довжина плит досягає 7240 мм і більше.

Багатопустотні плити виготовляють з бетону класів С12/15-С20/25 попередньо напруженими. В як напружену арматуру використовується:

- гарячекатана і термомеханично зміцнена стержнева арматурна сталь класів А500, А540, Аt600, Аt800, Аt1000, А500С, А600С діаметром 10-16 мм;
- високоміцний дріт Вр 1200-Вр 1500 діаметром 3-8 мм.

Арматурні канати класів К1400 і К1500 застосовуються при виготовленні багатопустотних плит на спеціальних стендах безопалубочного формування.

Найбільшого поширення на заводах ЗБК має агрегатно-потокова або конвеєрна технологія виготовлення з електротермічним способом натягу арматури. За останні роки на заводах ЗБК освоєний випуск плит на довгих

стендах безопалубочного формування з механічним натягом напруженої арматури з високоміцного дроту і канатів.

Багатопустотна плита розраховується як вільно оперта балка, завантажена рівномірно розподіленим навантаженням (рисунок 2.7).

Однак в реальних умовах плита не є вільно опертою на стіни будівлі, а є защемленою в кладку стін, що призводить до виникнення згинального моменту на опорі. Цей ефект особливо небезпечний для залізобетонних плит перекриття стендового виготовлення, в яких встановлюється лише робоча арматура в нижній зоні плити і взагалі відсутнє армування верхньої зони і поперечних каркасів. Виникнення на приопорних ділянках в верхній зоні плити перекриття розтягуючих напружень, може привести до руйнування бетону і, як наслідок руйнування всієї конструкції.

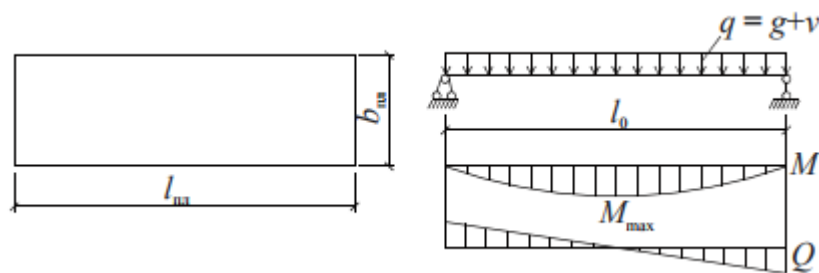


Рисунок 2.7 - Розрахункова схема та епюри внутрішніх зусиль в багатопустотній плиті перекриття.

Проблемам дослідження напружено-деформованого стану збірних залізобетонних плит перекриття присвячено достатньо робіт як вітчизняних, так і закордонних вчених. До основних робіт в цьому напрямку можна віднести роботи, проведені в УралпромбудНДІпроект та Харківському національному університеті міського господарства імені О.М. Бекетова.

В УралпромбудНДІпроект на основі експериментальних досліджень були отримані наближені методи визначення опорних згинальних моментів плит, защемлених в цегляну кладку.

Наявні результати прямих експериментальних вимірів дозволяють приймати величини опорних моментів рівними:

при закладі кінців плит на глибину до 150 мм у кладку несучих стін із цегли й дрібних блоків з ніздрюватих і легких бетонів класу по міцності на стиск не більше В5

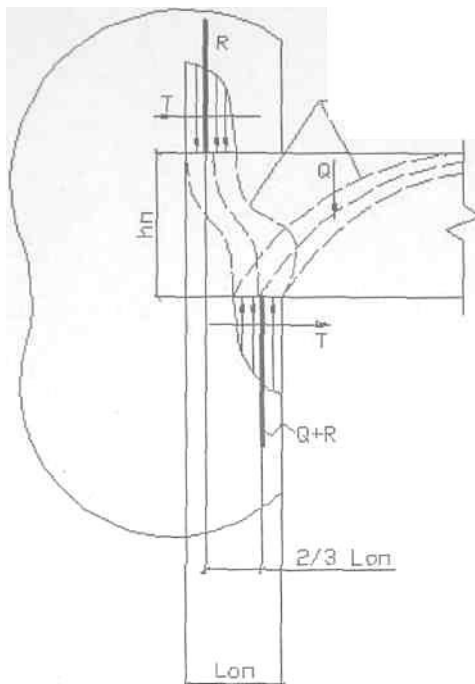
$$M_{оп} = Kql_p^2; K = \frac{1}{24} \div \frac{1}{20}$$

при защемленні кінців плит у кладці стін великоблочних будинків з легких бетонів із класом міцності при стиску до В7,5

$$M_{оп} = Kql_p^2; K = \frac{1}{18} \div \frac{1}{16}$$

тут: q - навантаження понад власну вагу на плиту при $\gamma_f = 1,0$.

У кінців плит, заведених у стіни формується складний напружений стан (рисуюнок 2.8Рисуюнок)



Рисуюнок 2.8 - Розподіл зусиль у кінця плити, защемленої у стіні.

Залежно від глибини обпирання, міцності й деформативності матеріалу стіни можливі різні траєкторії розвитку тріщин (рисуюнок 2.9).

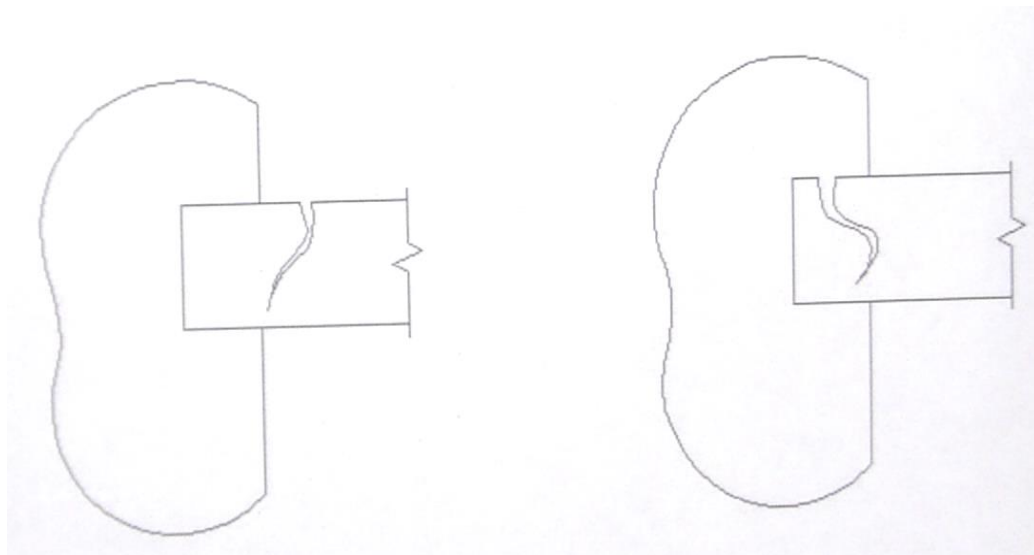


Рисунок 2.9 - Варіанти розвитку тріщин, виявлені при дослідженнях.

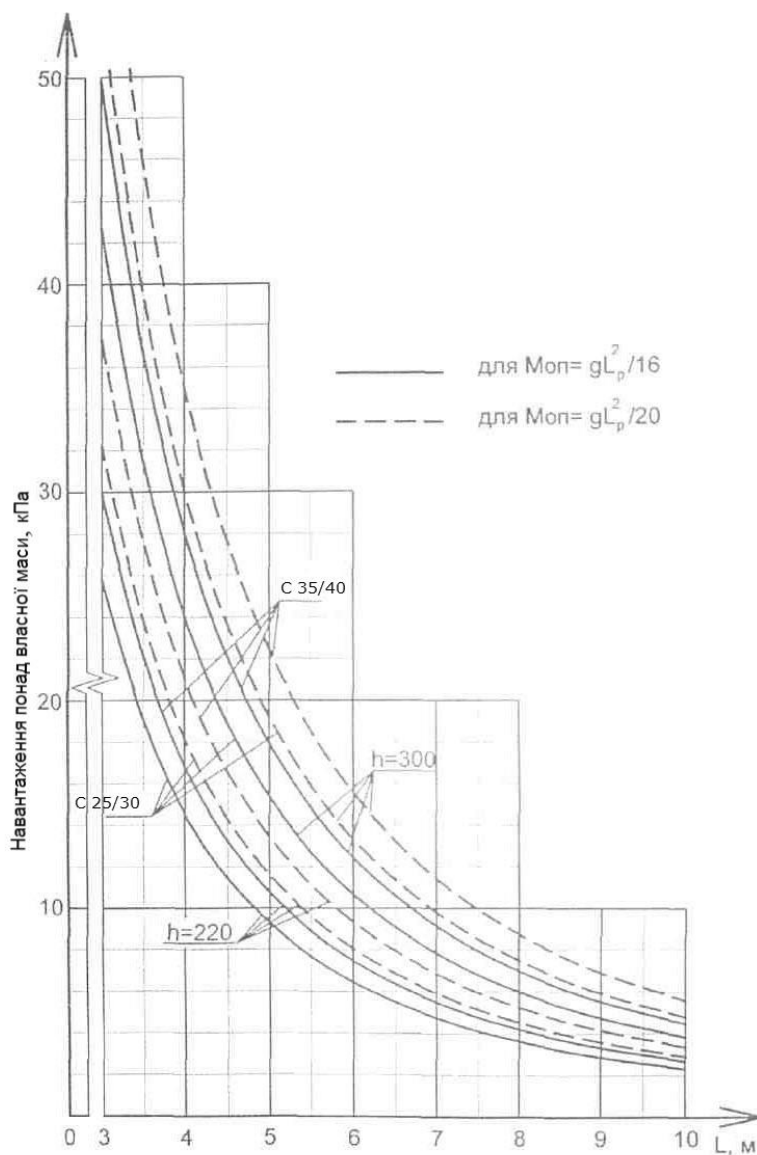


Рисунок 2.10 - Графік залежності навантаження і прольоту плити для різних класів бетону і висот плит.

Величини розрахункових навантажень, що допускаються, понад власну масу для плит заведених у стіни будинків з розрахунковим опором кладки стиску $R < 2$ МПа (або виконаних з матеріалів класу по міцності на стиск не вище С 8/10) при довжині обпирання $l_{оп} \leq 150$ мм наведені на рисунку 2.10 у вигляді графіків залежно від розрахункового прольоту $l_p = L - \frac{2}{3}l_{оп}$.

За рекомендаціями УралпромбудНДІпроект при необхідності закладу кінців плит з висотою 220 мм і довжиною більше 7 метрів у кладку стін варто передбачати спеціальні конструктивні заходи, що виключають появу більших опорних моментів (рисунок 2.11).

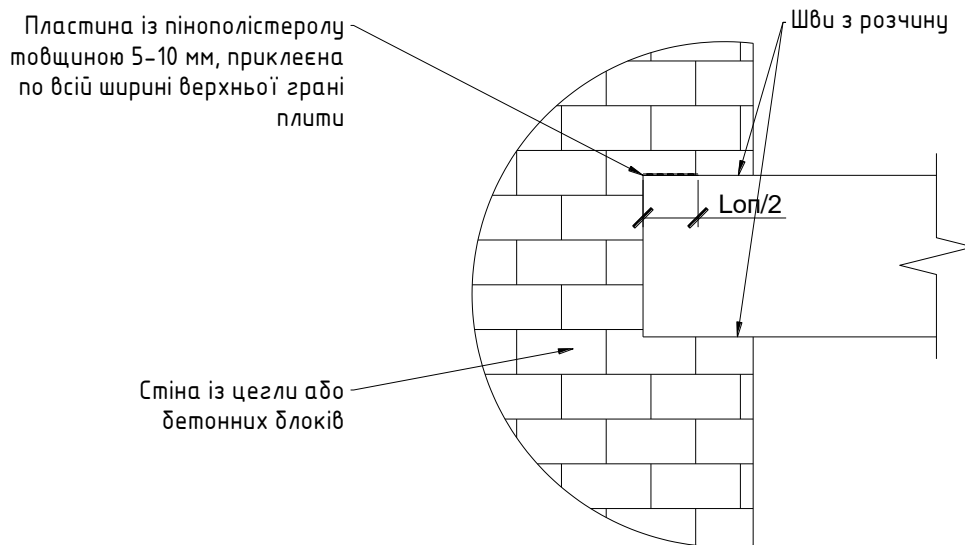


Рисунок 2.11 - Варіант зменшення опорного згинального моменту в плиті, при зацемленні її в цегляну кладку.

Також в напрямку дослідження роботи зацемлених в кладку плит перекриття працюють і вітчизняні вчені. Так до таких можна віднести роботу, виконану в Харківському національному університеті міського господарства імені О.М. Бекетова сумісно з будівельною виробничо-комерційною компанією «Федорченко» «Особливості впровадження залізобетонних багатопустотних попередньо напружених плит перекриттів безопалубочного стендового формування».

В роботі проведено аналіз існуючих в світовій практиці проектних рішень, а на його базі розроблені пропозиції щодо оптимізації армування плит канатами класу K1400 (K7) і високоміцним дротом Bp1400 (BP-II).

Як результат запропоновані конструкції плит прольотами 2.4 ... 9.0 м, шириною 1200 мм під розрахункове корисне рівномірно розподілене навантаження 8,0 кН/м². Плити запроектовані як конструкції, які не мають тріщин в нормальних і похилих перерізах при дії експлуатаційних навантажень. Всі плити мають стандартну товщину 220 мм, а також 6 круглих пустот діаметром 152 мм кожна. Спирання плит балкове і виконується або на кладку стін, або на полиці ригелів. Для випадку обпирання плит на кладку досліджувалася ступінь защемлення плити в стіні з визначенням можливості появи тріщин в її верхній зоні. Крім того, проведені теоретичні дослідження міцності нормальних і похилих перерізів, тріщиностійкості конструкцій при дії експлуатаційного та розрахункового навантажень, а також деформативності від короткочасних і тривалих навантажень. Проведена перевірка напружень у верхній зоні плит при передачі зусилля від попереднього натягу арматури на бетон. Всі розрахунки виконані відповідно до вимог ДБН В.2.6-98: 32009 «Бетонні і залізобетонні конструкції» і ДСТУ Б В.2.6-156: 2010.

В результаті зроблені наступні висновки:

- для плит прольотами 2.4 ... 5.4 м рекомендовано застосовувати бетон класу C30 / 35; для плит великих прольотів (до 9.0 м) - бетон класу C32 / 40;
- плити прольотами 2,4 ... 3.6 м можуть бути армовані високоміцною дротом Bp1400;
- плити прольотами 4,2 ... 9,0 м армуються канатами K1400 відповідно з діаметрами 9 мм, 12 мм, 15 мм. (таблиця 2.3)

На обрізі плити задана сила $P = 2,5$ т (по 0,05 т в кожен вузол при кроці скінчених елементів 2 см), від якої в затисканні виникне згинальний момент, відповідний моменту від навантаження 1,44 т/м (корисне навантаження на

плиту плюс власна вага плити). Навантаження на стіну від верхніх конструкцій і стін задана 200 т/м^2 . Для всіх об'ємних елементів, відповідно до властивостей матеріалів, з яких вони виконані, визначені модуль деформації 1-го порядку і коефіцієнт Пуассона: цегляна кладка - $E = 250000 \text{ Т/М}^2$, $\nu = 0,25$; розчин в шві - $E = 150000 \text{ Т/М}^2$, $\nu = 0,17$; бетон плити - $E = 300000 \text{ Т/М}^2$, $\nu = 0,17$. Розчинний шов моделювався похилими стержнями перерізом $2 \times 2 \text{ см}$, з шарнірами у вузлах сполучення з плитою.

Таблиця 2.3 - Конструктивні параметри плит

Марка плити	Клас бетону	Площа перерізу арматури, см^2		Варіант армування
		по розрахунку на міцність	по розрахунку на тріщиностійкість	
ПБП24-12-8	С30/35	0,434	-	4Ø5 Вр-II
ПБП33-12-8		0,848	-	5Ø5 Вр-II
ПБК36-12-8 (ПБП36-12-8)		0,99	-	4Ø9 К7 (6Ø5 Вр-II)
ПБП42-12-8 (ПБК42-12-8)		1,37	-	4Ø9 К7 (7Ø5 Вр-II)
ПБК48-12-8		1,81	0,55	4Ø9 К7
ПБК51-12-8		2,11	0,71	5Ø9 К7
ПБК54-12-8		2,31	1,61	5Ø9 К7
ПБК60-12-8		2,84	2,5	7Ø9 К7
ПБК63-12-8		3,24	3,43	7Ø9 К7 (5Ø12 К7)
ПБК66-12-8		3,59	3,87	5Ø12 К7
ПБК72-12-8	С32/40	4,32	5,43	6Ø12 К7
ПБК78-12-8		5,09	7,01	8Ø12 К7 (5Ø15 К7)
ПБК84-12-8		5,97	8,89	10Ø12 К7 (7Ø15 К7)
ПБК90-12-8		7,04	10,83	11Ø12 К7 (8Ø15 К7)

В рамках теоретичного дослідження, додатково встановлювалася можливість повороту перерізу плити в місці її защемлення в кладку. Для чого була сформована 3-D модель вузла обпирання. Моделювання і розрахунок виконані в середовищі ПК «Ліра».

Побудована скінчено-елементна 3D-модель вузла обпирання плити перекриття наведена на рисунку 2.12. Апроксимація конструктиву виконана тривимірними KE-36 - універсальними просторовими восьмивузловими ізопараметричними скінченими елементами. Розміри всіх об'ємних скінчених елементів $2 \times 2 \times 2$ см.

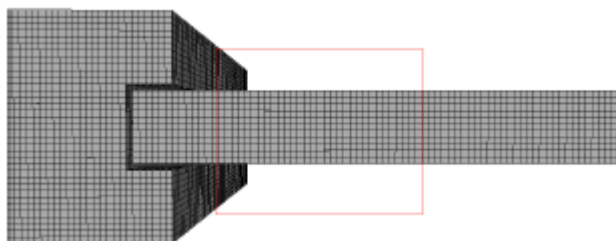


Рисунок 2.12 Варіант зменшення опорного згинального моменту в плиті, при заземленні її в цегляну кладку

З метою врахування нелінійної роботи вузлового з'єднання, що полягає у встановленні порушення спільності переміщень плити і кладки, розрахунок виконувався за деформованою схемою ітераційно. При цьому, на кожному кроці ітерацій визначався знак зусилля в стрижнях, що моделюють роботу розчинного шва, і в разі його позитивного значення, тобто розтягування в стрижні, виконувалося його видалення. В кінцевому підсумку встановлювався факт виникнення девіації (повороту) у вузлі і визначалися зони контакту плити і кладки. Результати розрахунку вузла обпирання плити на стіну з дрібноштучних матеріалів наведені у вигляді ізополей переміщень по осях X, Y і Z. Аналіз ізополей переміщень показав, що в розглянутому вузлі відбувається поворот з теоретичним кутом $1,6 \cdot 10^{-4}$ рад, і як наслідок, проявляється тенденція до обнуління опорного згинального моменту.

Інтегральна верифікація отриманих теоретичних результатів виконувалися шляхом проведення експериментальних досліджень, причому, на натурних зразках. Кількість зразків - 2. Проліт плит склав 6,3 м, армування - $5\varnothing 12$ K1400. Експерименти проводилися за двома програмами.

Основна програма – визначення характеру деформування, тріщиноутворення і руйнування при дії зосередженого навантаження відповідно до вимог N 1992-1-1: 2004 + АС: 2008, IDТ.Еврокод-2 і EN 1168: 2005 + А2: 2009 (Е), Додаток J, включаючи і порівняння результатів з теоретичними контрольними навантаженнями.

У ДСТУ В.2.6-156:2010 регламентована номінальна довжина опори плити перекриття на стіну, яка визначається за формулою:

$$a = a_1 + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2}$$

де a_1 – довжина нетто опори відносно до напружень на опорі,

a_2 – відстань, що вважається неробочою за межами зовнішнього кінця елемента, який обпирається,

a_3 – ця ж відстань для опорного елемента,

Δa_2 – допустимі відхилення відстані між опорними елементами,

Δa_3 – допустимі відхилення довжини елемента, що обпирається, $\Delta a_3 = l_n/2500$, l_n – довжина елемента.

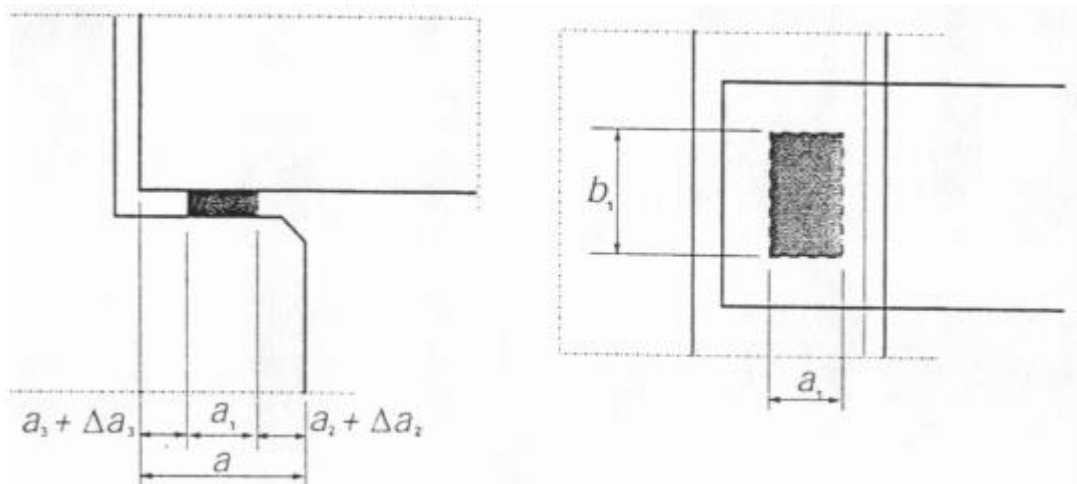


Рисунок 2.13 - Приклади опор з позначеннями величин.

Величина згинального моменту на опорі залежить від глибини закладання плити в стіну. І чим більше глибина обпирання плити, тим більше згинальний момент на опорі. Особливо цей фактор важливо знати для плит безопалубочного формування, де в верхній частині плити взагалі відсутнє

армування, де теоретично повинна розташовуватись стиснута зона. Однак окрім глибини закладання плити перекриття в стіну на величину опорного згинального моменту значною мірою оказує вплив і жорсткість площадки спирання плити перекриття, оскільки чим більша жорсткість площадки спирання, тим більше розрахункова схема розглядається як жорстко защемлена балка по кінцях.

Визначення залежності опорного згинального моменту від жорсткості площадки спирання.

В дослідницькій роботі поставлена задача визначення залежності опорного згинального моменту від жорсткості площадки спирання. Багатопустотні плити перекриття стендового виготовлення призначення для влаштування перекриттів будівель різноманітних конструктивних вирішень. В таких будівлях для виготовлення стін можуть використовуватися різноманітні матеріали, такі як цегла, бетонні блоки, газосилікатні блоки і т.і.

В залежності від матеріалу стіни буде змінюватися і жорсткість площадки спирання багатопустотної залізобетонної плити стендового виготовлення.

Для прикладу приймемо варіант перекриття із багатопустотних плит прольотом 6000 мм і шириною 1200 мм. Глибину спирання плит перекриття на конструкцію стін, для більш коректного порівняння приймемо однаковою в усіх випадках розрахунку, а саме 100 мм.

В сучасних умовах розвитку комп'ютерних технологій найбільш швидким і достатньо точним методом розрахунку будівельних конструкцій є метод скінчених елементів (МСЕ), реалізований в таких комп'ютерних програмах, як SCAD, Лира-САПР. Точність розв'язання задач за допомогою метода скінчених елементів в основному залежить від правильності завдання розрахункової схеми і дискретності розбивання розрахункової моделі.

Якщо розглядати плиту перекриття, як жорстко защемлений елемент, то це буде не зовсім точно, оскільки, якщо розглянути площу спирання плити

перекриття на цегляну стіну, то в ній будуть як розтягнуті ділянки, так і стиснуті. Тому краще за все, на наш погляд розглянути розрахункову схему, як це показано на рисунку 2.14.



Рисунок 2.14 - Розрахункова схема плити при її розрахунку з урахуванням заземлення в цегляну кладку.

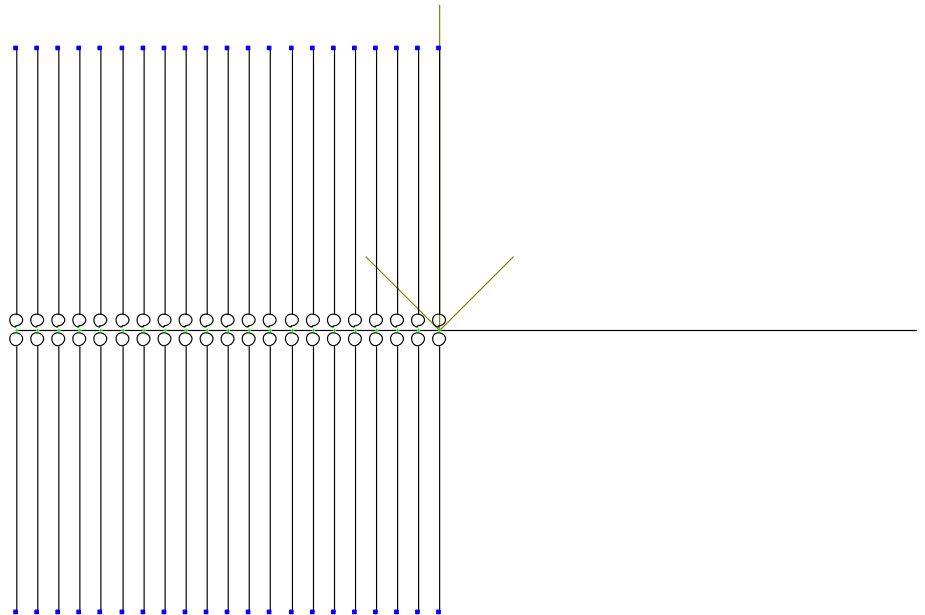


Рисунок 2.15 - Фрагмент розрахункової схеми плити при її розрахунку з урахуванням заземлення в цегляну кладку.

Жорсткість плити визначається за методами будівельної механіки із перерізу (рисунок 2.16). При розгляді розрахункової схеми в площині XOZ в розрахунок вводяться лише осьова жорсткість і згинальна жорсткість. В такому випадку для стержня, що моделює роботу плити перекриття достатньо визначити площу перерізу і момент інерції перерізу відносно осі Y . Результати визначення геометричних характеристик перерізу плити перекриття шириною 1200 мм наведені в таблиці 2.4.

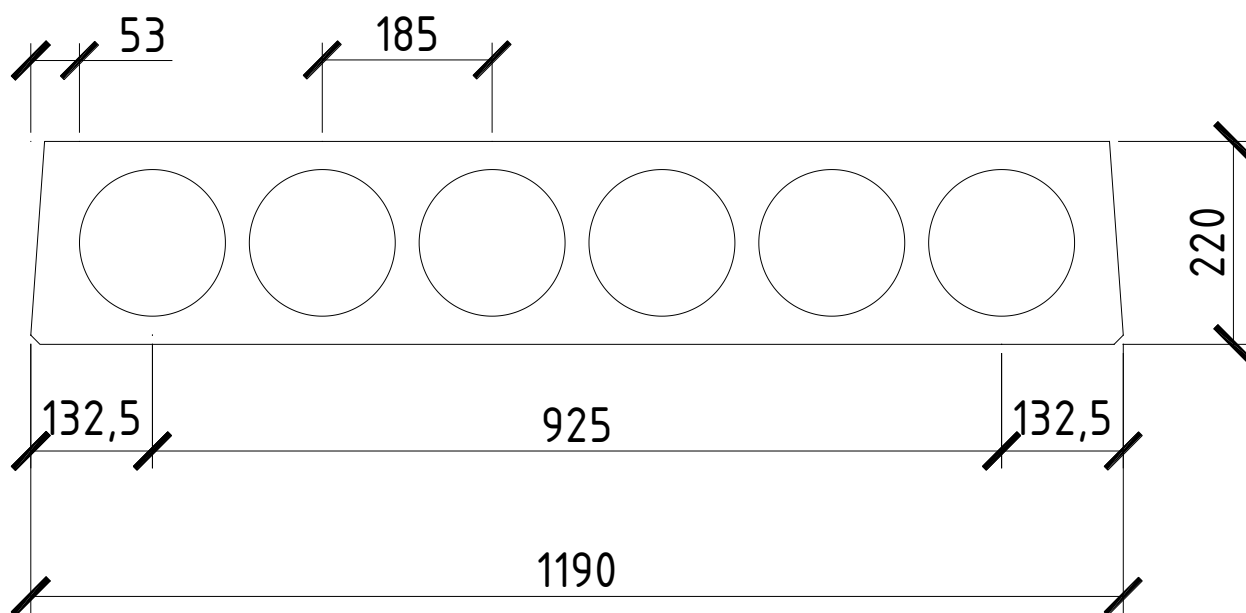


Рисунок 2.16 - Схема поперечного перерізу багатопустотної плити шириною 1200 мм.

Таблиця 2.4 Геометричні характеристики круглопустотних плит шириною 1200 мм для розрахунку на ЕОМ.

Геометричні характеристики	Ширина плити
	1,2 м
Площа перерізу, F , см ²	1426,7
Момент інерції щодо осі Y , J_y , см ⁴	86768,8

Матеріал плити приймаємо бетон класу С 30/35, для якого розрахунковий модуль пружності $E_{cd} = 27000$ МПа.

Елементи, що моделюють матеріал стіни, приймаємо у вигляді стержнів прямокутного перерізу, шириною, рівною ширині плити (1200 мм) і висотою перерізу, рівною кроку самих елементів (10 мм). Мри цьому модуль пружності для цих елементів приймаємо у відповідності до самого матеріалу, з якого виготовляються стінові конструкції.

В розрахунках будемо використовувати елементи кам'яної кладки, що відповідають одному з наступних типів (у відповідності до ДСТУ Б В.2.6-162:2010):

- глиняна цегла відповідно до ДСТУ Б В.2.7-61:2008 «Цегла та камені керамічні рядові та лицьові»;
- силікатна цегла відповідно до ДСТУ Б В.2.7-80:2008 «Цегла та камені силікатні»;
- бетонні вироби (з важкими і легкими заповнювачами) відповідно до ДСТУ Б В.2.7-7:2008 «Вироби бетонні стінові дрібноштучні»;
- блоки з ніздрюватого бетону автоклавного твердіння відповідно до ДСТУ Б В.2.7-137:2008 «Блоки з ніздрюватого бетону стінові дрібні»;
- бетонні камені і блоки з штучного каменю відповідно до ДСТУ Б В.2.7-7:2008 «Вироби бетонні стінові дрібноштучні», ДСТУ Б В.2.6-108:2010 «Блоки бетонні для стін підвалів»;
- будівельні елементи з обробленого природного каменю відповідно до ДСТУ Б В.2.7-246:2010 «Камені бортові і стінові з гірських порід»

У відповідності до наведеної типології кам'яної кладки стін приймаємо матеріал, по одному до кожного типу.

1. кладка із глиняної цегли М100 (ДСТУ Б В.2.7-61:2008 «Цегла та камені керамічні рядові та лицьові») на цементно-піщаному розчині М50;
2. кладка із силікатної цегли М150 (ДСТУ Б В.2.7-61:2008 «Цегла та камені керамічні рядові та лицьові») на цементно-піщаному розчині М50
3. пустотілий стіновий бетонний блок СБ-ПР-Ц-Р-390×190×188-1500-М100-1- ДСТУ Б В.2.7-7:2008 із закритим дном на розчині М50
4. газобетонний блок UDK Block 400, що відповідає класу бетону В2 (ДСТУ Б В.2.7-137:2008)
5. блок ракушняк М25 на цементно-піщаному розчині М25 (ДСТУ Б В.2.7-246:2010);

б. блоки стін підвалу у відповідності до ДСТУ Б В.2.6-108:2010 «Блоки бетонні для стін підвалів» із бетону класу С8/10.

Елементи, що моделюють стіну, приймаємо у відповідності до жорсткості кладки. Довжину стержнів прийmemo рівною 100 мм. В розрахункову схему вводимо стержні прямокутного перерізу з заданими розмірами. Оскільки припускається, що ширина кладки, що включається в роботу, дорівнює ширині плити, то і ширину перерізу елемента приймаємо рівною ширині плити $b = 120$ см. Висота перерізу елемента приймається рівною кроку вертикальних стержнів. При глибині спирання плити на конструкцію стіни 100 мм і розбитті цієї відстані на 10 елементів, висота перерізу елемента, що моделює кладку приймається рівною $h = 1$ см. Модуль пружності елемента приймаємо у відповідності до матеріалу, з якого виконується кладка стін. Оскільки в практиці будівництва можлива різна комбінація матеріалів зверху і знизу в заземленні плити, то при розрахунку жорсткість верхніх і нижніх елементів, що моделюють стіну будемо приймати різної жорсткості.

У відповідності до ДБН В.2.6-162:2010 «Кам'яні та армокам'яні конструкції» значення довготривалого модуля пружності повинне розраховуватися з величини короткочасного модуля пружності з урахуванням повзучості:

$$E_{long\ term} = \frac{E}{1 + \Phi_{\infty}}$$

де Φ_{∞} - кінцевий коефіцієнт повзучості у відповідності до табл. 8.9 ДБН В.2.6-162:2010 для глиняної цегли $\Phi_{\infty} = 0,5 \dots 1,5$.

У відповідності до п. 8.7.2.2 ДБН В.2.6-162:2010 У разі відсутності величини, визначеної у випробуваннях відповідно до вимог нормативних документів, короткочасний модуль пружності при зсуві кам'яної кладки E може дорівнювати $K_E f_k$ для використання при розрахунку конструкцій. Значення K_E рекомендується приймати 1000.

У відповідності до формули (8.1) ДБН В.2.6-162:2010 характеристична (нормативна) міцність кладки на стиск визначається з виразу:

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta$$

де K – константа, значення якої у відповідних випадках відповідно до пп. 8.6.1.2.3 і/або 8.6.1.2.6 ДБН В.2.6-162:2010,

Для кладки із глиняної цегли:

У відповідності до табл. 8.3 приймається для глиняної цегли і будівельного розчину загального призначення $K = 0,45$;

α, β – константи, що приймаються 0,87 і 0,13 відповідно;

f_b – нормована середня міцність елементів кладки на стиск у напрямі дії зусилля, $\text{Н}/\text{мм}^2$, для цегли марки М100 $f_b = 10$ МПа;

f_m – міцність на стиск будівельного розчину, $\text{Н}/\text{мм}^2$, для розчину марки М50 $f_m = 4,5$ МПа.

В такому випадку

$$f_k = 0,45 \cdot 10^{0,87} \cdot 4,5^{0,13} = 4,06 \text{ Н}/\text{мм}^2$$

А модуль пружності приймаємо рівним

$$E = 4060 \text{ Н}/\text{мм}^2$$

$$E_{long term} = \frac{2930}{1 + 1} = 2030 \text{ Н}/\text{мм}^2$$

Для кладки із силікатної цегли:

У відповідності до табл. 8.3 приймається для силікатної цегли і будівельного розчину загального призначення $K = 0,45$;

α, β – константи, що приймаються 0,87 і 0,13 відповідно;

f_b – нормована середня міцність елементів кладки на стиск у напрямі дії зусилля, $\text{Н}/\text{мм}^2$, для цегли марки М150 $f_b = 15$ МПа;

f_m – міцність на стиск будівельного розчину, $\text{Н}/\text{мм}^2$, для розчину марки М50 $f_m = 4,5$ МПа.

В такому випадку

$$f_k = 0,45 \cdot 15^{0,87} \cdot 4,5^{0,13} = 5,77 \text{ Н/мм}^2$$

А модуль пружності приймаємо рівним

$$E = 5770 \text{ Н/мм}^2$$

$$E_{long term} = \frac{5770}{1 + 1,5} = 2308 \text{ Н/мм}^2$$

Для кладки із пустотілих бетонних блоків:

У відповідності до табл. 8.3 приймається для бетонних блоків і будівельного розчину загального призначення $K = 0,45$;

α, β – константи, що приймаються 0,95 і 0,05 відповідно;

f_b – нормована середня міцність елементів кладки на стиск у напрямі дії зусилля, Н/мм^2 , для блоків марки М100 $f_b = 10$ МПа;

f_m – міцність на стиск будівельного розчину, Н/мм^2 , для розчину марки М50 $f_m = 4,5$ МПа.

В такому випадку

$$f_k = 0,45 \cdot 10^{0,95} \cdot 4,5^{0,05} = 4,32 \text{ Н/мм}^2$$

А модуль пружності приймаємо рівним

$$E = 4320 \text{ Н/мм}^2$$

$$E_{long term} = \frac{4320}{1 + 1,5} = 1728 \text{ Н/мм}^2$$

Для кладки із газобетонного блоку:

Газобетонні блоки укладаються на спеціальну клеючу суміш, в такому випадку у відповідності до табл. 8.3 приймається для ніздрюватих блоків і тонкошарового будівельного розчину $K = 0,8$;

α – константа, що приймаються 0,85;

f_b – нормована середня міцність елементів кладки на стиск у напрямі дії зусилля, Н/мм^2 , для блоків марки D400 $f_b = 2,9$ МПа;

В такому випадку

$$f_k = 0,8 \cdot 2,9^{0,85} = 1,98 \text{ Н/мм}^2$$

А модуль пружності приймаємо рівним

$$E = 1980 \text{ Н/мм}^2$$

$$E_{long term} = \frac{4320}{1 + 1} = 990 \text{ Н/мм}^2$$

Для кладки із блоків ракушняка:

У відповідності до табл. 8.3 приймається для оброблених блоків із природнього каменю і будівельного розчину загального призначення $K = 0,45$;

α, β – константи, що приймаються 0,95 і 0,05 відповідно;

f_b – нормована середня міцність елементів кладки на стиск у напрямі дії зусилля, Н/мм^2 , для блоків марки М25 $f_b = 2,5$ МПа;

f_m – міцність на стиск будівельного розчину, Н/мм^2 , для розчину марки М25 $f_m = 4,5$ МПа.

В такому випадку

$$f_k = 0,45 \cdot 10^{0,95} \cdot 2,5^{0,05} = 1,13 \text{ Н/мм}^2$$

А модуль пружності приймаємо рівним

$$E = 1130 \text{ Н/мм}^2$$

$$E_{long term} = \frac{1130}{1 + 0,1} = 1027 \text{ Н/мм}^2$$

Для кладки із блоків стін підвалу:

У відповідності до табл. 8.3 приймається для оброблених блоків із природнього каменю і будівельного розчину загального призначення $K = 0,45$;

α, β – константи, що приймаються 0,97 і 0,03 відповідно;

f_b – нормована середня міцність елементів кладки на стиск у напрямі дії зусилля, Н/мм^2 , для блоків із бетону класу С8/10 $f_b = 10$ МПа;

f_m – міцність на стиск будівельного розчину, Н/мм^2 , для розчину марки М50 $f_m = 4,5$ МПа.

В такому випадку

$$f_k = 0,45 \cdot 10^{0,97} \cdot 4,5^{0,03} = 4,39 \text{ Н/мм}^2$$

А модуль пружності приймаємо рівним

$$E = 4390 \text{ Н/мм}^2$$

$$E_{long\ term} = \frac{1130}{1 + 1,5} = 1756 \text{ Н/мм}^2$$

Остаточно всі модулі пружності зведемо до табличної форми:

Таблиця 2.5 - Довготривалий модуль пружності для різних типів кладки.

№ з/п	Матеріал конструкції стіни	Довготривалий модуль пружності, $E_{long\ term}$, МПа
1	Кладка із глиняної цегли на цементно-піщаному розчині	2030
2	Кладка із силікатної цегли на цементно-піщаному розчині	2308
3	Кладка із бетонних пустотілих блоків на цементно-піщаному розчині	1728
4	Кладка із газобетонних блоків на клеючому розчині	990
5	Кладку із ракушняку на цементно-піщаному розчині	1027
6	Кладка із бетонних блоків стін підвалу на цементно-піщаному розчині	1756

Точність розрахунку за методом скінчених елементів залежить від дискретності розбиття опорних ділянок. Складність розрахунку полягає в тому, що в пружній стадії, опір елементу на стиск рівний опору елементу на розтяг. Однак, як відомо, при затисканні елементу в цегляну кладку остання не може сприймати розтягуючі зусилля, а лише стискаючи. Тобто, для вірності розрахункової схеми необхідно в ручному режимі визначити вертикальні елементи, в яких виникають розтягуючі зусилля і виключити їх із розрахункової схеми. Таку операцію слід повторити декілька разів, до моменту, коли в вертикальних елементах взагалі будуть відсутні розтягуючі

зусилля. В даному випадку розрахункова схема прийняла вигляд, зазначений на рисунку 2.17.

Завантаження 1

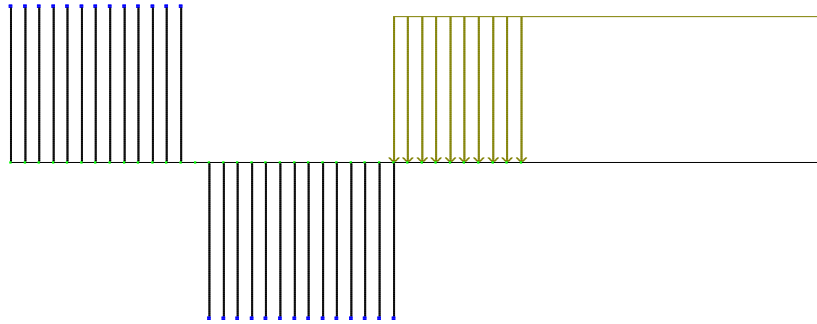
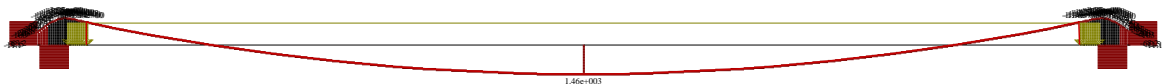


Рисунок 2.17 - Фрагмент розрахункової схеми після корегування.

В результаті розрахунку отримаємо епюру згинальних моментів в плиті, затиснутій з двох боків в цегляну кладку.

Завантаження 1
Елементу М_у
Екстремальне значення - x11°св



Завантаження 1
Елементу М_у
Мінімальне значення -1349.79
Максимальне значення 1464.68

Рисунок 2.18 - Приклад епюри згинальних моментів в плиті.

По-перше отримаємо величину і побудуємо графік залежності опорного моменту при однакових величинах модуля пружності кладки зверху і знизу від плити перекриття. При розрахунку модуль пружності будемо задавати в послідовності від мінімального до максимального. Результати розрахунку впишемо до таблиці, на основі чого побудуємо графік.

Таблиця 2.6 - Величини опорних і прогонових згинальних моментів в залежності від жорсткості кладки стін.

Довготривалий модуль пружності, $E_{long term}$, МПа	Опорний згинальний момент, $M_{оп}$, кН·м	Прогоновий згинальний момент, $M_{пр}$, кН·м
990	16,64	25,4
1027	16,89	25,2
1728	20,13	21,9
1756	20,23	21,8
2030	21	21,05
2308	21,6	20,4

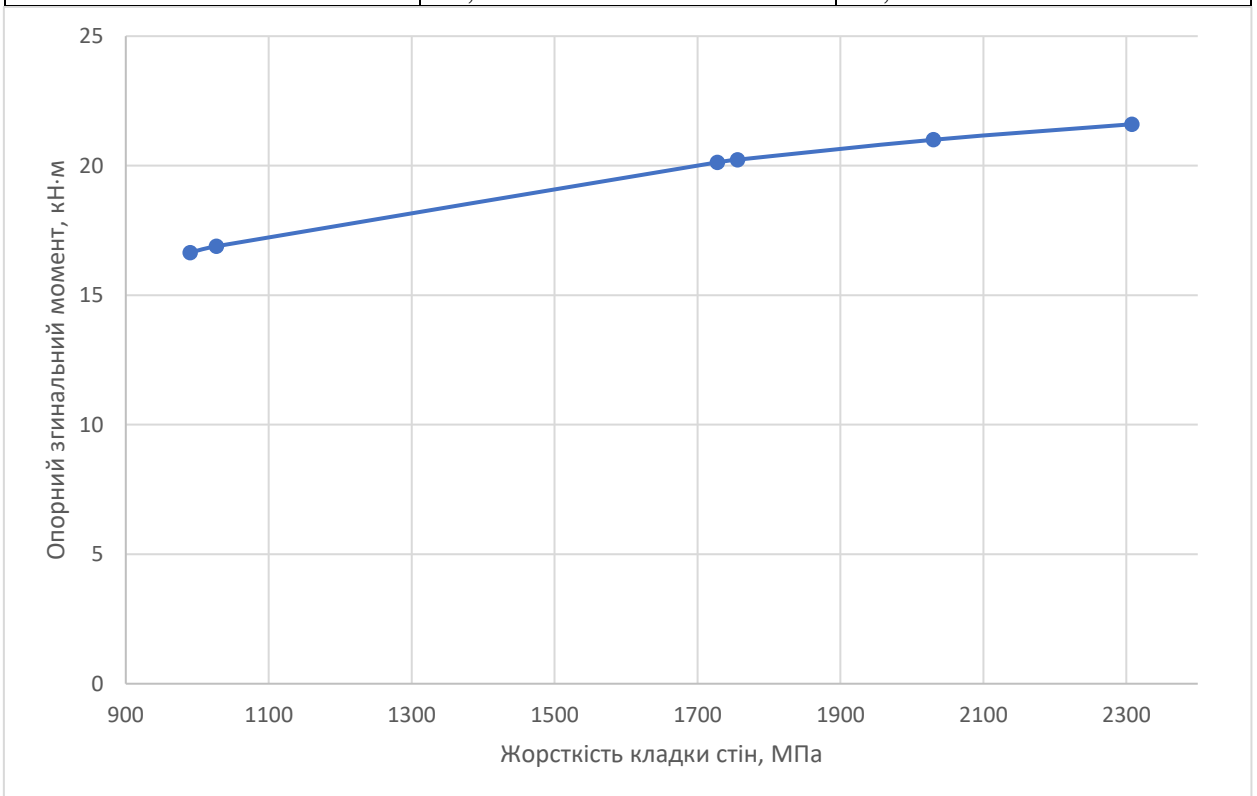


Рисунок 2.18 - Графік залежності опорних згинальних моментів від жорсткості кладки стін

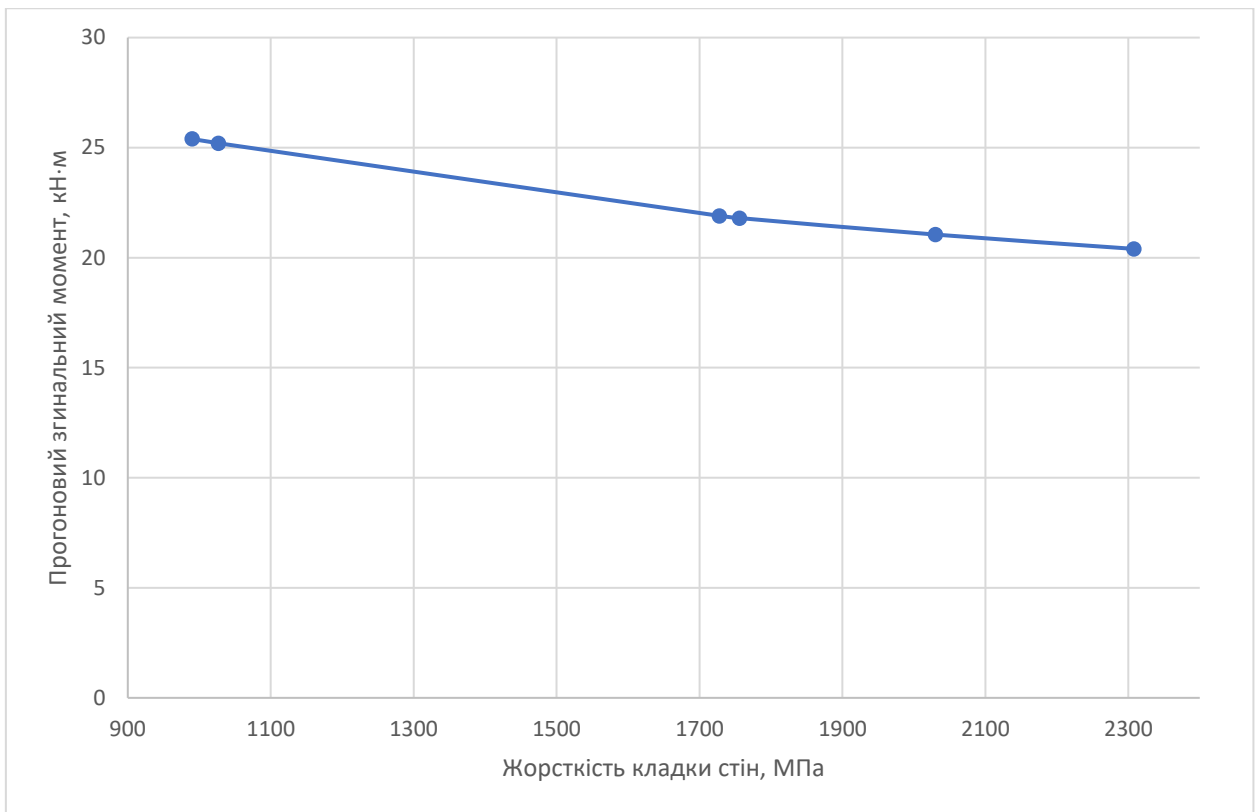


Рисунок 2.19 - Графік залежності прогонових згинальних моментів від жорсткості кладки стін

Аналогічно отримаємо дані для різної жорсткості стіни зверху і знизу від плити:

Таблиця 2.7 - Величина опорного згинального моменту при різній жорсткості стіни зверху і знизу від плити.

		Жорсткість стіни над плитою, МПа					
		990	1027	1728	1756	2030	2308
Жорсткість стіни під плитою, МПа	990	16.64	16.76	18.28	18.32	18.68	19.01
	1027	16.77	16.89	18.41	18.45	18.82	19.12
	1728	18.43	18.56	20.13	20.18	20.55	20.86
	1756	18.5	18.6	20.18	20.23	20.6	20.9
	2030	18.88	19	20.59	20.63	21	21.33
	2308	19.21	19.33	20.92	20.96	21.33	21.6

Таблиця 2.8 - Величина прогонового згинального моменту при різних жорсткості стіни зверху і знизу від плити

		Жорсткість стіни над плитою, МПа					
		990	1027	1728	1756	2030	2308
Жорсткість стіни під плитою, МПа	990	25.4	25.3	23.8	23.7	23.4	23.1
	1027	25.3	25.2	23.6	23.6	23.2	22.9
	1728	23.6	23.5	21.9	21.9	21.5	21.2
	1756	23.6	23.4	21.9	21.8	21.5	21.1
	2030	23.2	23.1	21.5	21.4	21.05	20.7
	2308	22.8	22.7	21.1	21.1	20.7	20.4

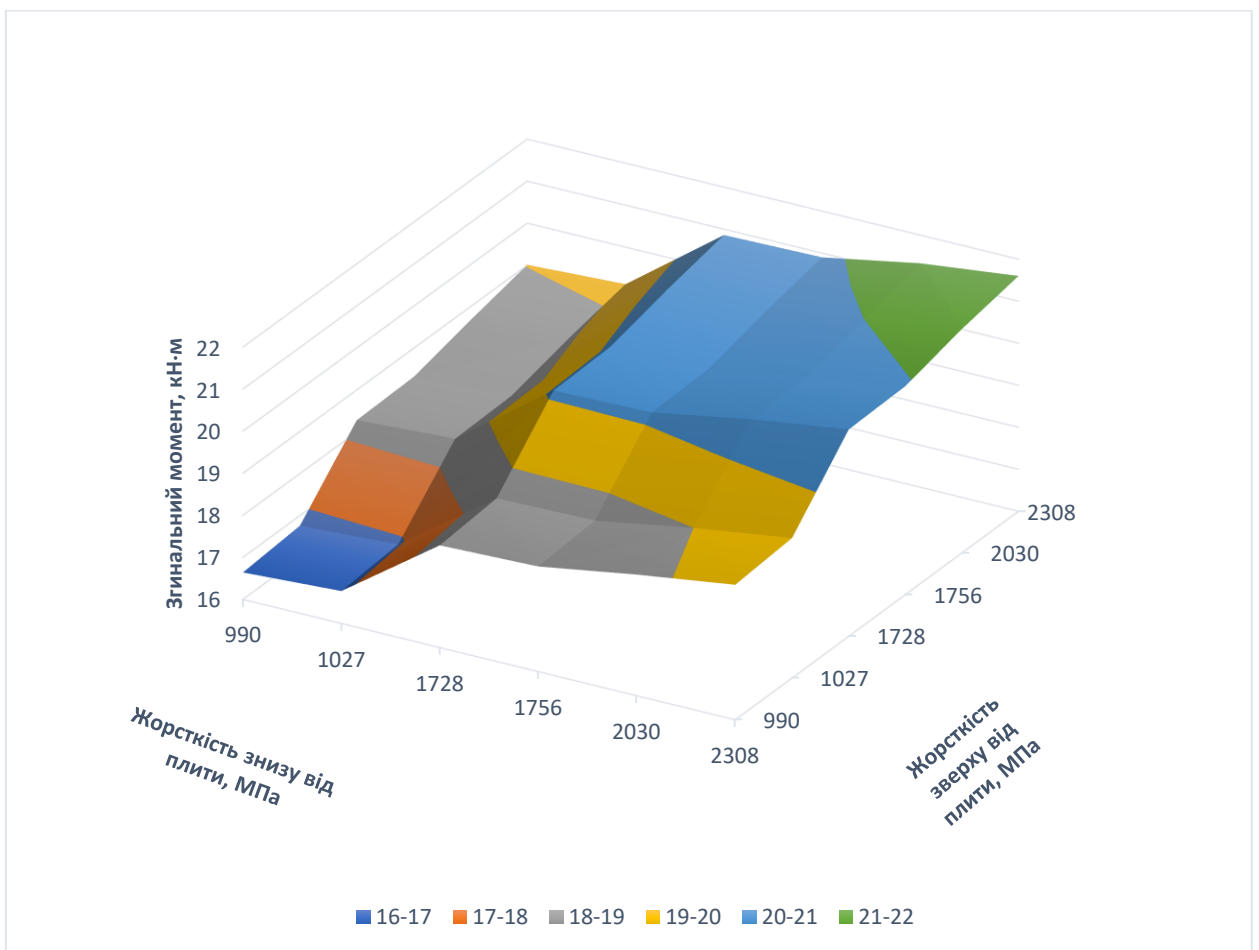


Рисунок 2.20 - Графік зміни опорного моменту при різних жорсткостях зверху і знизу від плити

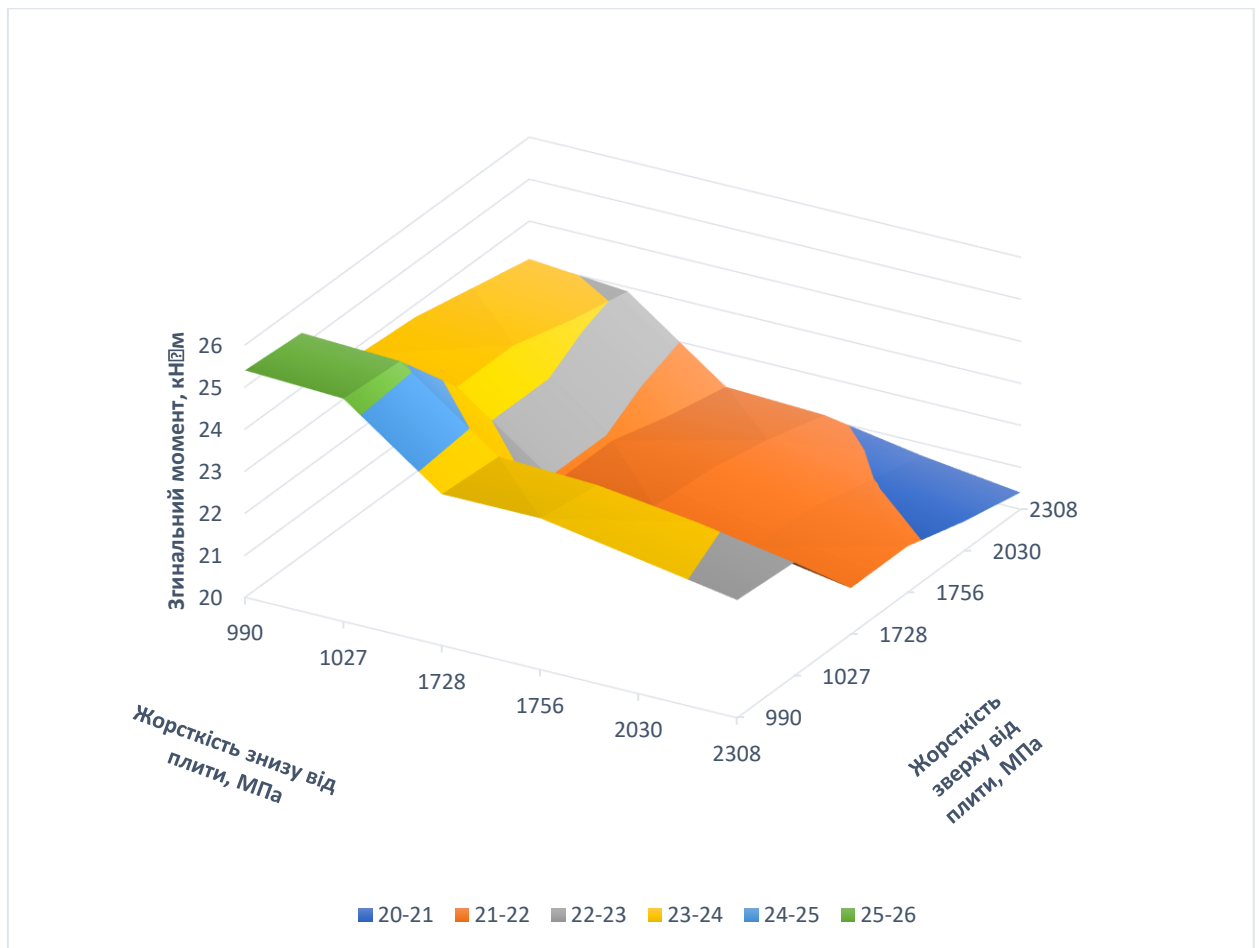


Рисунок 2.21 - Графік зміни прогонового моменту при різних жорсткостях зверху і знизу від плити

Висновок

З отриманих графіків залежності опорного моменту від жорсткості площадки спирання багатопустотної плити перекриття стендового виготовлення видно, що остання значною мірою впливає на опорний і прогоновий момент, що виникає в плиті перекриття. Так, при змінах жорсткості стіни в реальних діапазонах, величина опорного моменту зменшується в межах 25 %. При великих величинах модуля пружності матеріалу стіни величина опорного згинального моменту навіть може перевищувати величину прогонового згинального моменту.

Також на напружено-деформований стан опорного вузла плити перекриття оказує вплив різність жорсткості зверху і знизу від плити перекриття. При різних співвідношеннях жорсткості змінюється не лише

опорний і прогоновий моменти в плиті, а і діаграми стиснення і розтягу в самій конструкції стіни.

РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

3.1. Умови будівельного виробництва

Будівельний майданчик розташований в м.Суми. Майданчик обмежений з усіх сторін житловою забудовою..

Відстань до залізничної колії становить 5км. Будівельний майданчик забезпечується електроенергією від пересувної трансформаторної станції. Водопостачання будівельного майданчика здійснюється від діючої мережі водопостачання. Потреби у стиснутому повітрі задовольняються за допомогою компресорів.

Вертикальне планування ділянки вирішено у відповідності з рельєфом та природними умовами сусідніх районів в ув'язці з існуючими будівлями та дорогами з твердим покриттям.

При будівництві враховані будівельні та технологічні вимоги. Вертикальне планування створює сприятливі умови для безпечного під'їзду та підходу до будівлі, а також безперешкодного відводу поверхневих вод. Відвід поверхневої та талої води з ділянки будівництва

3.2. Технологія виконання будівельних процесів з розробкою технологічних карт

Область застосування технологічної карти

Технологічна карта (ТК) розроблена на обладнання чотиришарового покрівельного килима на житловому будинку з Акваізолу шляхом розігріву наплавленого шару пальниками.

Дана карта передбачає обладнання покрівлі з Акваізолу по залізобетонних плитах при ухилі покрівлі менше 2,5% і включає наступні роботи:

- очищення й сушіння основи;
- обладнання пароізоляції;
- обладнання теплоізоляції;

- обладнання цементно-піщаної стяжки по утеплювачу;
- ґрунтування основи;
- наклейка чотиришарового рулонного килима;
- вертикальне й горизонтальне транспортування матеріалів.

Роботи виконуються в літній період і ведуться в 1 зміну.

Таблиця 3.1 - Склад бригади при влаштуванні покрівлі із наплавленого руберойду

№ п/п	Найменування професії	Розряд	в ланці	в бригаді
1	Покрівельник	4	1	2
2	Покрівельник	3	1	2
3	Покрівельник	2	1	2
4	Ізолювальник	3	1	2
5	Ізолювальник	2	1	2
6	Такелажник	3	2	2

Таблиця 3.2 - Прийняті матеріально-технічні ресурси. Потреба в інструменті, механізмах, обладнанні

Код	Найменування машин, механізмів і обладнання	Тип, марка	Технічні характеристики	Призначення	Кількість на ланку (бригаду)
1	Балони для газу	ГОСТ 15860-84	Маса 22 кг, об'єм 50 л	Зберігання газу	2 шт.
2	Пальники газові	ГВ-1-02П, ЦНИИОМТП	Маса 1,25 кг	Розплавлювання мастики	1 шт.
3	Редуктор для газу	БПО-5-2	Маса 1,6 кг	Регулювання тиску	2 шт.
4	Рукава гумові	ГОСТ 9356-75	Внутрішній діаметр 9 мм	Подача газу	30 м
5	Носилки для балона	ЦНИИОМТП РЧ 1329-3.02.000	Маса 7,5 кг	Перенесення балонів	1 шт.
6	Візок-Стійка для балонів з газом (на 2 балона)	ЦНИИОМТП РЧ 1329-3.01.000	Маса 23 кг	Перевезення балонів і установка	1 шт.
7	Пальники рідинні	ПВ-1	Маса 1,3 кг	Розплавлювання мастики	1 шт.
8	Візок-Стійка для балона з газом (на 1 балон)	ЦНИИОМТП РЧ 1329-3.03.000	Маса 13,2 кг	Перевезення балонів і установка	1 шт.

<i>Код</i>	<i>Найменування машин, механізмів і обладнання</i>	<i>Тип, марка</i>	<i>Технічні характеристики</i>	<i>Призначення</i>	<i>Кількість на ланку (бригаду)</i>
9	Установка компресорна	3-243-1	Маса 132кг, витрата повітря 0,5 м ³ /хв	Подача стисненого повітря	1 шт.
10	Коток диференціальний	ИР-830 (3-108А)	Маса 42,6 кг	Накочення	1 шт.
11	Захват-розкатувальник		Маса 0,3 кг	Розкочування рулону	1 шт.
12	Коток ручний	ИР-735 ЦНИИОМТП РЧ 735.00.000	Маса 5 кг	Приклейка в місцях зашморгувань	1 шт.
13	Гребок з гумовою вставкою	-		Ущільнення полотна	1 шт.
14	Ніж покрівельний	18975-73		Різання матеріалів	1 шт.
15	Шпатель шкребок	ТУ22-3059-74		Зіскрьобування з поверхні основ цементного розчину	2 шт.
16	Строп 4-ригільковий		Вантажопідйомність 10 т	Підйом покрівельних матеріалів на дах	1 шт.
17	Візок для підвезення матеріалів	РЧ 1688.00.000	Маса 17кг	Підвезення матеріалів	1 шт.
18	Піддон для рулонних покрівельних матеріалів	ПС-0,5И	Маса 76кг	Подача рулонів на дах	1 шт.
19	Агрегат високого тиску	Фініш-211-1	Маса 75кг	Нанесення ґрунтовки	1 шт.
20	Запобіжний пояс	5718-77		Захист робочого від падіння	4 шт.
21	Захисна каска	9820-61			6 шт.
22	Рулетка	7502-69		Виміри	1 шт.
23	Метр складаний металевий	7253-54		Виміри	1 шт.

Таблиця 3.3 - Потреба в матеріалах і виробках

<i>Код</i>	<i>Найменування матеріалів, виробів</i>	<i>Вихідні дані</i>		<i>Витрати на площу покрівлі</i>
		<i>Одиниця виміру</i>	<i>Норма витрат на 100 м²</i>	
1	Акваізол для влаштування верхнього шару	м ²	115	1358

<i>Код</i>	<i>Найменування матеріалів, виробів</i>	<i>Вихідні дані</i>		<i>Витрати на площу покрівлі</i>
		<i>Одиниця виміру</i>	<i>Норма витрат на 100 м²</i>	
2	Акваізол для влаштування нижнього шару	м ²	345	7075
3	Праймер	кг	80	945
4	Зріджений газ пропан-бутан	кг	44	520

Акваізол (ТУ У В.2.7-26.8-25178147-001:2010) являє собою рулонний матеріал, що складається зі скловолокнистої або поліефірної основи, покритої із двох сторін шаром бітумно-полімерного в'язучого, що складається з бітуму, модифікованого полімерами й наповнювачами. Акваізол залежно від області застосування випускають наступних марок:

АКВАІЗОЛ СБС – наплавлюваний бітумно-полімерний матеріал, з армованою основою зі склополотна призначений для устрою верхнього шару покрівельного килима. Від механічного впливу й ультрафіолетового випромінювання верхня поверхня матеріалу захищена сланцевим посипанням. Нижня поверхня покрита антиадгезійною поліетиленовою плівкою. У якості модифікатора бітуму використаний стирол-бутадієн-стирол.

АКВАІЗОЛ підкладковий – наплавлюваний бітумно-полімерний матеріал з армованою основою зі склополотна; призначений для устрою нижнього шару двошарового покрівельного килима й гідроізоляції елементів будинків і споруд. Покривна маса складається з дистильованого бітуму, модифікованого атактичним поліпропіленом. По обидва боки матеріалу нанесена антиадгезійна поліетиленова плівка. Ширина полотна рулону 1 метр, довжина 10 метрів.

Таблиця 3.4 - Фізико-механічні властивості наплавлюваних рулонних матеріалів Акваізол

<i>Матеріали, що випускаються</i>	<i>Матеріали без посипання</i>				<i>Матеріал із захисним посипанням</i>		
	15 x 1		10 x 1		10 x 1		
Габарити рулону, м	15 x 1		10 x 1		10 x 1		
Маса 1 м ² , кг	2,0	2,5	3,0	3,5	3,5	4,0	4,5 5,0
Модифікація	АПП		СБС		АПП		СБС
Захисне покриття	плівка				сланець		
Теплостійкість (≈2години)	90°С		100°С		115°С		100°С
Гнучкість на брусі, R=25 мм	-10°С		-20°С		-10°С		-20°С
Водопроникність при тиску 0,001 МПа на протязі 72 годин	абсолютна						

Організація й технологія будівельного процесу

Обладнанняоснови під покрівлі

Основами під рулонні покрівлі служать:

- залізобетонні панелі, шви між якими забиті цементно-піщаним розчином марки не нижче 100 або бетоном класу С8/10;
- жорсткі теплоізоляційні плити з межею міцності на стиск при 10%-вій деформації не менш 0,06МПа й стійкі до впливу розчинника;
- цементно-піщані вирівнюючі стяжки монолітні з міцністю на стиск не менш 5МПа.

Рівність поверхні основи залежить від якості укладання утеплювача й виконаної стяжки.

Влаштування пароізоляції

Пароізоляцію укладають на несучу конструкцію для захисту утеплювача від зволоження водяними парами, що проникають із приміщення.

Перед влаштуванням пароізоляції необхідно перевірити якість закладення стиків збірних залізобетонних плит. Якщо покриття виконане з

монолітного бетону, перевіряють рівність його поверхні.

При необхідності підставу очищають від бруду, пилю й просушують.

Пароізоляція прийнята обклеєна. Обклеювальну пароізоляцію влаштовують із руберойду, що приклеюється на мастиці.

Гарячі бітумні мастики наносять на суху очищену рівну поверхню, яку підготовляють так само, як основу під рулонний або мастичний килим (рисунку 3.1). Нерівності усувають затіркою або влаштуванням стяжки. Технологія влаштування обклеювальної пароізоляції така ж, як рулонних покрівель.

Для розкочування й накочення рулонних матеріалів застосовують котки З-108А и ИР-830 (рисунок 3.2).

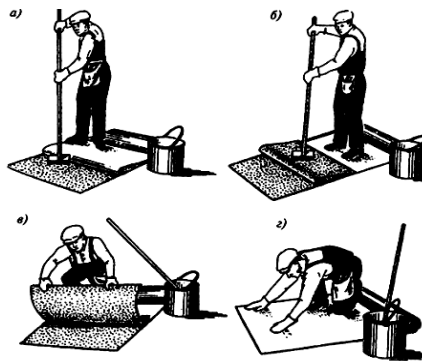


Рисунок 3.1 - Послідовність операцій (а-г) по наклеїці кінця полотнища рулонного матеріалу

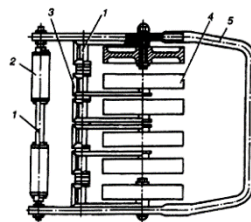


Рисунок 3.2 - Схема пристрою для розкочування й накочення рулонних матеріалів ИР-830

1 - вісь; 3 - упорна планка; 2, 4 -, що розгортає, що й накочує ролики; 5 - рама.

Укладання утеплювачів

Теплоізоляційні матеріали зберігають у закритому приміщенні або під навісом в умовах запобігання їх ушкодження, зволоження й забруднення.

Плитні матеріали кладуть штабелем висотою не більш 2м на дерев'яні прокладки.

Волокнисті утеплювачі (мінеральна вата, повсть, мати) укладають так, щоб вони перекривали всі виступаючі ребра плит несучого основи й шар теплоізоляції був би однакової товщини.

Основа повинна бути міцною, жорсткою і мати рівну поверхню, а на вертикальних поверхнях стін і парапетів підніматися на висоту 25-35см.

Необхідно строго витримувати ухили основи до водостоків. У розжолобках ухил завжди робиться невеликим (1-3%), тому основа під рулонний килим тут вирівнюють особливо ретельно. Для того щоб не було застою води у лійок внутрішніх водостоків, ухили до них на відстані 0,5-1 м збільшують до 5-10% так, щоб у лійки утворювалася чаша діаметром близько 1м і глибиною 5-10см з лійкою в центрі. Із цією же метою ухил на звисах на відстані 0,2-0,5м від краю карниза при малих ухилах схилів роблять не менш 25%.

Горизонтальність поверхонь плит визначають у такий спосіб. Просвіти між основою й контрольною триметровою рейкою (крім криволінійних поверхонь) не повинні перевищувати 5мм при укладанні рейки уздовж і 10мм при укладанні поперек ската покрівлі. Просвіти допускаються тільки плавного обрису й не більш одного на кожний метр довжини рейки.

До наклейки рулонних полотнищ на підготовленій основі влаштовують усі заставні блоки для пропуску труб, антен і елементи для їхнього кріплення, установлюють і закріплюють лійки внутрішнього водостоку.

Плитний утеплювач ROCKWOOL DACHROCK укладають насуху. При укладанні насуху необхідно, як і при наклейці, забезпечити щільне прилягання плит до основи, друг до друга й суміжним конструкціям.

На дахах з ухилом до 15% теплоізоляцію влаштовують від верхніх позначок зверху вниз, закривають стяжкою й ґрунтують.

Для запобігання зволоження утеплювача його покривають стяжкою й ґрунтують.

Плити укладають одним шаром.

Плити повинні бути покладені щільно й не хитатися. Шви влаштовують врозбіжку.

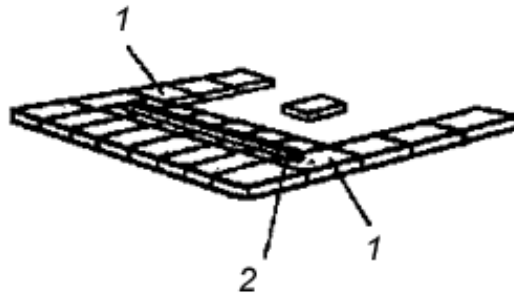


Рисунок 3.3 - Укладання теплоізоляційних плит

1 - маякові плити; 2 - контрольна рейка

Влаштування стяжки

Стяжки з розчину марки 100 товщиною 15мм влаштовують по теплоізоляції з плитного утеплювача ROCKWOOLDACHROCK.

При необхідності провадження робіт у зимових умовах при готуванні цементно-піщаного розчину застосовують керамзитовий пісок з додаванням поташу в кількості 10-15% від маси цементу; розчин повинен мати марку 100.

В осінньо-зимовий період по монолітних і плитних утеплювачах допускається влаштовувати стяжку товщиною 15мм із піщаного асфальтобетону міцністю при стиску не нижче 0,8МПа при 50°C. Стяжки з піщаного асфальтобетону не допускаються при ухилах покрівель більш 25%, по засипних утеплювачах, при наклейці рулонних матеріалів на холодних покрівельних мастиках.

У стяжках слід улаштувати температурно-усадочні шви шириною до 5мм, що розділяють поверхню стяжки із цементно-піщаного розчину на ділянки розміром не більш 6×6м. Температурно-усадочні шви в стяжках повинні розташовуватися над торцевими швами несучих плит і над температурно-усадочними швами. Після твердіння стяжки шви заповнюють мастикою.

У зв'язку з тим, що пінополіуретанові плити менш міцні при стиску, чим

стяжки, деякі типи теплоізоляції рекомендується попередньо оклеювати руберойдом для зменшення ушкоджень від продавлювання, проникнення бітумної мастики в товщу теплоізоляції, а також для запобігання від зволоження.

При ухилі покрівлі до 15% стяжку виконують спочатку на примиканнях і в розжолобках, а потім на площинах скатів. Розбивка стяжки для створення ухилу показана на рисунку 3.4.

Карнизні звиси після пристрою основи захищають шляхом склеювання в один шар рулонним матеріалом і обробленням оцинкованою покрівельною сталлю для захисту рулонного килима від зриву вітром. Капельники оброблення відгинають убік від карниза не менш ніж на 30мм, а захисні гребені влаштовують висотою 5-10мм.

У місцях примикання до вертикальних поверхонь виступаючих конструкцій улаштовують перехідні бортики висотою не менш 100мм із ухилом до 100% (під кутом 45°) або закруглення радіусом 100-150мм, виконувані по фасонних маяках за допомогою дошки-шаблону.

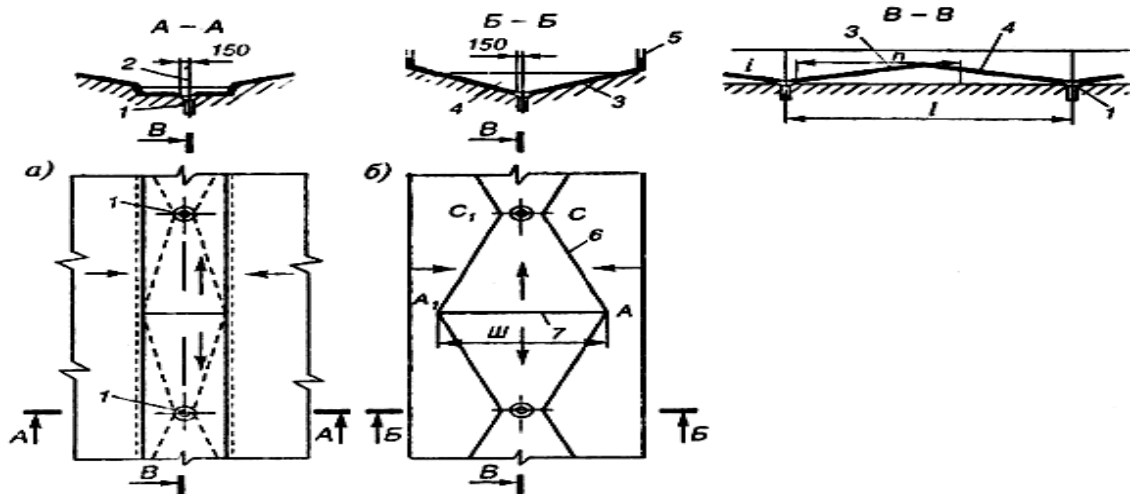


Рисунок 3.4 - Розбивка стяжки для створення ухилу

а - на розжолобку; б - на розжолобку "конвертом";

1 - вирва; 2 - вісь розжолобки; 3 - стяжка; 4 - набетонка; 5 - ліхтар; 6 - лінія початку набетонки; 7 - вододіл.

Готування й доставку цементно-піщаного розчину до місця укладання

на відстань до 150м або на висоту до 30м можна здійснювати комплексною установкою для приймання й подачі твердих розчинів УПТЖР-2,5 або установкою З-165 для готування й подачі твердих розчинів.

Відразу після укладання цементно-піщаного розчину поверхню основи ґрунтують розчином бітуму марки БН-90/10 у соляровому маслі в співвідношенні по масі 1:2-1:3 (для бітумних мастик). Тому що в цьому випадку основа буває ще не забруднена, ґрунтовка краще проникає усередину стяжки, зтягуючи пори. Поґрунтовану свіжеукладену стяжку не треба захищати від сонячних променів, тому що плівка, що утворюється, перешкоджає випаровуванню води з розчину. Для свіжеукладених цементно-піщаних стяжок застосовують ґрунтовки на повільно парких розчинниках (бітумні - на соляровому, пекові - на антраценовому маслі).

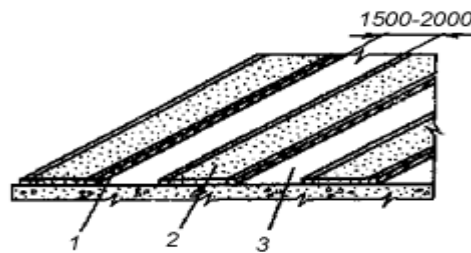


Рисунок 3.5 - Устрій цементно-піщаної стяжки

1 - маякові рейки; 2 - смуги, заповнені розчином; 3 - проміжні смуги, заповнювані розчином після зняття маякових рейок.

Готування составів для ґрунтування слід здійснювати централізовано.

Транспортування на покрівлю й нанесення на поверхню основи ґрунтувальних составів механізовані.

Наклеювати рулонний килим можна через 24год після нанесення ґрунтувальних составів. Ознакою готовності основи є припинення "відлипання".

При устрої основ систематично перевіряють якість застосовуваних матеріалів і стежать за установкою лійок внутрішніх водостоків, обробленням звисів, а також дотриманням передбачених проектом ухилів, рівністю

розжолобків і площин схилів.

Ухили основи і його рівність вимірюють у процесі робіт, щоб усі виявлені дефекти можна було негайно виправити. Ухил можна перевірити за допомогою фугової рейки довжиною 3м і рівня. При цьому рейку одним кінцем обпираються в основу й установлюють за рівнем горизонтально уздовж схилу. Потім мірною лінійкою по вискові вимірюють відстань між другим кінцем рейки й основою й підраховують величину ухилу.

При перевірці розжолобків рейку прикладають до основи уздовж розжолобка; просвіти при цьому не повинні бути більше 5мм.

Рівність основи й ухили в розжолобках перевіряють особливо ретельно, тому що при незначному ухилі (1-3%) нерівність може утворювати зворотний ухил, при якому вода не піде до водостоку, а буде затримуватися на покрівлі.

У розжолобках величину ухилу, рівність основи й відсутність у них зворотних ухилів можна перевіряти також за допомогою шнура або дроту. Для цього шнур туго натягають від однієї лійки до іншої через водорозділ, причому шнур спочатку натягають горизонтально, і вимірюють відстань від нього дощенту, а потім - по поверхні дна розжолобка на висоті не більш 5мм і закріплюють.

Рівність дна розжолобка перевіряють по наявності просвітів і виступів. Основа вважається придатною, якщо вона не порошить і не продавлюється при ходьбі.

На ухилі більш 15% щоб уникнути сповзання утеплювача укладають знизу нагору, але відразу влаштовують стяжку. У розжолобках теплоізоляцію не укладають, щоб створити умови для підтавання снігу й льоду.

Основу під покрівлю слід улаштовувати не тільки на горизонтальних площинах, але й на всіх вихідні вище дахи вертикальних і похилих частинах будинку - стінах, парапетних стінках деформаційних швів, шахт, труб і т.д. У цих місцях вона повинна підніматися на висоту 150-350мм до дерев'яних рейок розміром 40х60мм, що зашпаровуються в штробі на дерев'яних пробках для кріплення кінця рулонного килима.

Основу на вертикальній поверхні виконують щільно з рейкою шляхом затірки або нанесення шару цементно-піщаного розчину марки 100 товщиною 10-15мм.

У вентиляційних шахт і труб, що мають розмір поперек ската більш 500мм, з боку гребеня влаштовують двосхилу основу висотою не менш 150мм.

По краю карнизного звису покрівлі з вільним скиданням води, на фронтонних звесах і на скатах крутих покрівель у основу зашпаровують дерев'яні антисептовані рейки або дошки, до яких прибивають край рулонного матеріалу для попередження обриву або сповзання.

До початку устрою покрівлі повинні бути виконані й прийняті:

- усі будівельно-монтажні роботи на ділянках, що ізолюються, включаючи замонолічвання швів між збірними залізобетонними плитами, установку й закріплення до несучих плит водостічних лійок, компенсаторів деформаційних швів, патрубків (або стаканів) для пропуску інженерного встаткування, анкерних болтів, антисептованих дерев'яних брусків (або рейок) для закріплення ізоляційних шарів і захисних фартухів;

- шари паро- і теплоізоляції, стяжки й потім проведена контрольна перевірка ухилів і рівності основи під покрівлю на всіх поверхнях, включаючи карнизні ділянки покрівель і місця примикань до виступаючих над покрівлею конструктивних елементів.

Перевірочні роботи повинні включати:

- дотримання проектних ухилів від вододілу й інших вищих позначок ската покрівлі до самих нижчих - водостічних лійок. Якщо виявиться, що ухил основи менше проектного, необхідно виправити стяжку, довівши всі позначки до проектних значень; виправити місця, де будуть виявлені контрухили (зворотні ухили);

- вивірку рівності всієї поверхні основи. Для цього необхідно прикласти до поверхні стяжки уздовж і поперек ската триметрову рейку; просвіт між

поверхнею основи й рейкою не повинен перевищувати 10 мм.

Якщо всі вимоги проекту до якості основи дотримані, можна поверхню стяжки погрунтувати. Просохла після ґрунтування основа готова до початку устрою покрівлі.

Герметизуючі мастики "Еластосил", УТ-32 і інші повинні задовольняти вимогам ГОСТ 25621-83 для герметизації місць примикання покрівельного водоізоляційного килима.

Для компенсаторів деформаційних швів, елементів зовнішніх водостоків і обробки звисів карнизів застосовують матеріали відповідно до вимог ДБН.

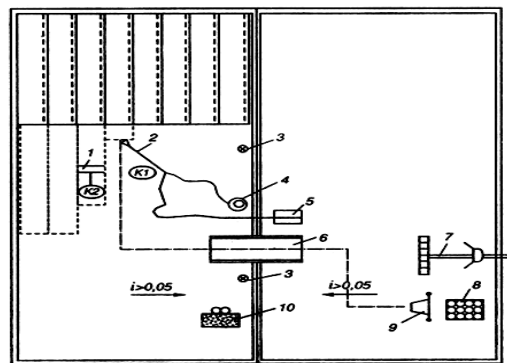


Рис. 3.6. Схема організації робочого місця

1 - коток; 2 - ручний пальник; 3 - водостічні лійки; 4 - бачок з дизельним паливом; 5 - компресор; 6 - трап; 7 - кран покрівельний; 8 - контейнер; 9 - ручний візок; 10 - ящик з піском і вогнегасники.

Робота із устрою покрівлі у відповідності зі схемою організації робочого місця (рисунок 3.6) повинна бути включена в монтажний цикл для того, щоб використовувати баштовий кран для підйому рулонних матеріалів, а у випадку відсутності слід застосовувати покрівельний кран.

Намокла під час монтажу теплоізоляція повинна бути вилучена й замінена сухою.

У період організації виконання роботи особлива умова полягає в тому, що теплоізоляційні роботи необхідно проводити в суху погоду, щоб не допустити завмочування теплоізоляційного матеріалу. Якість теплоізоляції повинна бути відзначена в актах на приховані роботи.

Перед устроєм ізоляційних шарів основа повинна бути сухою. Для цього може бути використана машина для видалення води з основи покрівлі З-222 (рис.3.9), яка складається з водозбірного бака, поплавкового пристрою, повітродувки й відцентрового насоса.

У новому покритті покрівельний килим виконують із чотирьох шарів наплавлюваного рулонного матеріалу, причому для верхнього шару застосовують матеріали із грубозернистим посипанням (рисунок 3.7).

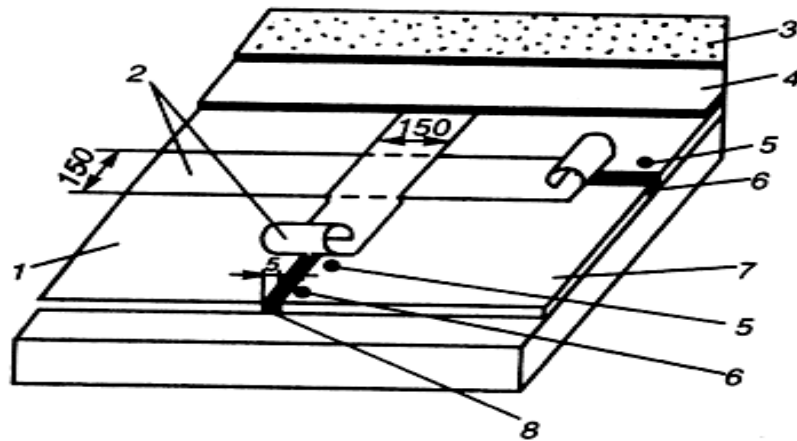


Рисунок 3.7 - Температурно-усадочний шов у стяжці

1 - стяжка; 2 - смуга рулонного матеріалу; 3 - верхній шар (із крупнозернистим посипанням); 4 - нижній шар; 5 - точкова приклеїтка смуги (з однієї сторони шва); 6 - герметик; 7 - ґрунтовка по стяжці; 8 - шов.

Приклеїтка здійснюється шляхом розігріву наплавлюваного шару пальниками, які працюють на зрідженому газі пропан-бутані.

Устрій покрівельного килима в межах робочих захваток починають зі знижених ділянок: карнизних звисів, ділянок розташування водостічних лійок і розжолобків.

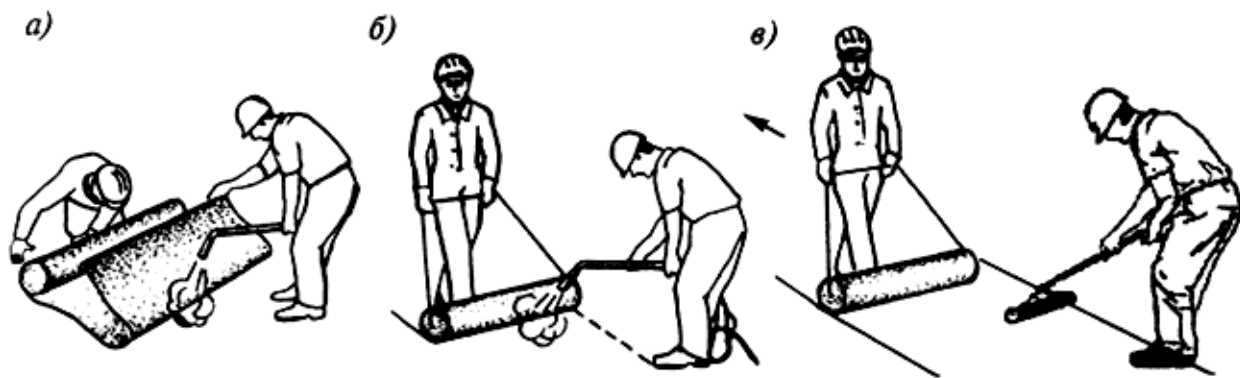


Рисунок 3.8 - Наклейка рулону

а - наклейка кінця рулону з використанням диференціального котка ІР-830; б - наклейка кінця рулону з використанням захвата-раскатника; в - наклейка кінця рулону з використанням котка ІР-735.

При наклейці ізоляційних шарів слід передбачати нахлестування суміжних полотнищ на 100мм.

Технологічні прийоми наклейки наплавленого рулонного матеріалу можуть бути різними. Роботу можна виконувати в наступній послідовності.

На підготовлену основу розгортають 5-7 рулонів, приміряють один рулон стосовно іншого й забезпечують необхіднахлестування. Потім приклеюють кінці всіх рулонів з однієї сторони й полотнища рулонного матеріалу назад скачують у рулони (при значному охолодженні полотнищ у зимовий період ці операції роблять при легкому підігріві ручним пальником зовнішньої поверхні рулону). Рулони, розгортаючи, приклеюють до основи за допомогою ручної газового або рідинного пальника або використовують спеціальне устаткування.

Для цього покрівельник запалює пальник і оплавляє скачаний рулон м'ячними рухами пальника уздовж рулону, тримаючи склянку пальника на відстані 10-20 см від рулону. Після утворення валика мастики з нижньої сторони рулону покрівельник захватом-раскатником чіпляє й, відступаючи назад, розгортає й приклеює рулон. Накочення рулону в місцях нахлестування здійснюється котком ІР-735.

Слід особливо уважно стежити за синхронністю розплавлювання шару

мастики й розкочуванням рулону. Швидкість руху визначається часом, необхідним для початку розплавлення мастичного шару, рулону, що приклеюється, що оцінюється візуально по початкові утворення валика розплавленої мастики.

Роботу із устрою покрівлі виконує бригада покрівельників, що складається з 3-х людей:

- один покрівельник працює з пальником для розплавлення наплавленого шару, регулює швидкість руху й контролює якість роботи;
- другий покрівельник підносить рулони в робочій зоні, розгортає кожний рулон на 2 м на ділянці приклейки з метою уточнення напрямку й нахлестуванням, потім скачує полотно знову в рулон;
- третій покрівельник виконує роботу з розкочування рулонів і ущільненню нахлестувань, наприклад котком ИР-735.

Розігриваючи покривний шар наплавленого матеріалу з одночасним підігрівом основи або поверхні раніше наклеєного ізоляційного шару, рулон розгортають, щільно притискаючи до основи.

Роботи можна виконувати із застосуванням диференціального котка ИР-830 (див. рисунок 3.8).

У місць примикання до стін, парапетів і т.п. покрівельні рулонні матеріали наклеюють полотнищами довжиною до 2 м. Наклейку полотнищ із наплавлених рулонних матеріалів на вертикальні поверхні роблять знизу нагору за допомогою ручного пальника.

У місцях примикання покрівлі до парапетів висотою до 450мм (див. рисунок 3.9) шари додаткового килима заводять на верхню грань парапету, потім примикання обробляють оцинкованою покрівельною сталлю, яку закріплюють за допомогою костилів. При зниженому розташуванні парапетних стін похилий перехідний бортик улаштовують із бетону до верху панелей.

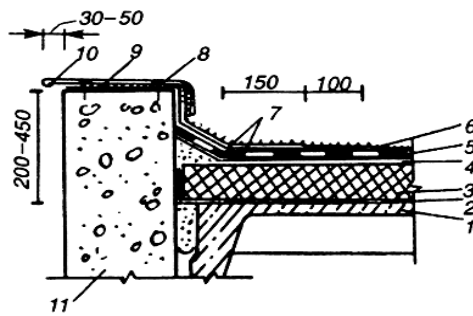


Рисунок 3.9 - Примикання покрівлі до парапету висотою до 450мм

1 - збірна залізобетонна плита покриття; 2 - пароізоляція; 3 - теплоізоляція; 4 - стяжка, що вирівнює; 5 - основний покрівельний килим; 6 - захисний шар; 7 - додатковий покрівельний килим; 8 - дюбелі; 9 - костилі 4x40 мм через 600 мм; 10 - оцинкована покрівельна сталь; 11 - стіна.

При устрої покрівлі з підвищенням - розташуванням верхньої частини парапетних панелей (більш 450мм) (див. рис.3.19) захисний фартух з покрівельним килимом закріплюють пристрілюванням дюбелями, а обробку верхньої частини парапету виконують із покрівельної сталі, що закріплюється костиллями, або з парапетних плиток, шви між якими герметизують.

Розжолобок - на ширину 500-700 мм (від лінії перегину) підсилюють одним шаром рулонного матеріалу, що приклеюється до основи під покрівельний килим по поздовжніх кромках.

Розкладка й розкрій полотнищ наплавленого рулонного матеріалу при устрої основного й додаткового покрівельного килима в куті парапету й на поверхні зовнішнього кута.

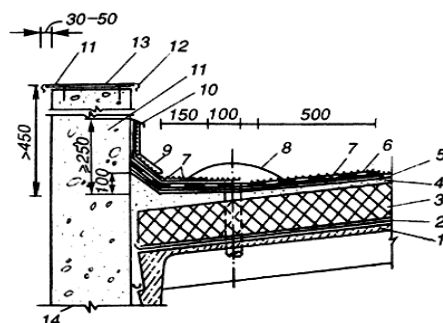


Рисунок 3.10 - Примикання покрівлі до парапету висотою більш 450мм

1 - збірна залізобетонна плита покриття; 2 - пароізоляція; 3 - теплоізоляція; 4 - стяжка, що вирівнює; 5 - основний покрівельний килим; 6 - захисний шар; 7 - додатковий покрівельний килим; 8 - вирва внутрішнього

водостоку; 9 - фартух; 10 - герметизуюча мастика; 11 - дюбелі; 12 - оцинкована покрівельна сталь; 13 - милиці 4x40мм через 600мм; 14 - стіна.

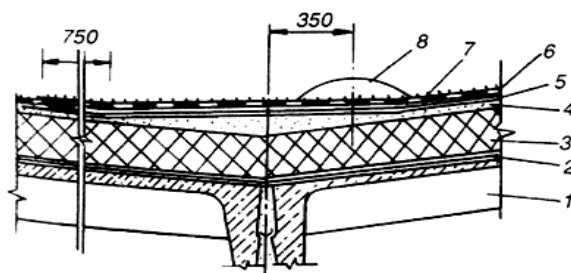


Рисунок 3.11. Розжолобок покрівлі традиційного покриття

1 - залізобетонна плита; 2 - пароізоляція; 3 - теплоізоляція; 4 - цементно-піщана стяжка; 5 - додатковий шар покрівлі, приклеєний по поздовжніх краях; 6 - основний покрівельний килим; 7 - грубозернисте посипання верхнього шару наплавлюваного рулонного матеріалу; 8 - лійка внутрішнього водостоку.

Подача матеріалів

Матеріали, необхідні для покрівельних робіт (рулони Акваізола, металеві оброблення, інструмент, устаткування, засоби механізації), подають або покрівельними кранами, або щогловими підйомниками.

Контроль якості робіт

Вологість основи оцінюють безпосередньо перед устроєм покрівлі неруйнуючим методом за допомогою поверхневого вологоміра, наприклад, ВСКМ-12, або на зразках бетону, що вибурюють із шару, що вирівнює, відповідно до ДЕРЖСТАНДАРТ 5802-86.

Вологість визначають у трьох точках поверхні. При площі основи понад 500м² кількість точок виміру збільшують на одну на кожні 500м², але не більш шести точок.

Приймання покрівлі повинна супроводжуватися ретельним оглядом її поверхні, особливо у лійок, водовідвідних лотків, у розжелобках і в місцях примикань до виступаючих конструкцій над дахом.

Виконана рулонна покрівля повинна задовольняти наступним вимогам:

- мати задані ухили;
- не мати місцевих зворотних ухилів, де може затримуватися вода;

- покрівельний килим повинен бути надійно приклеєний до основи, не розшаровуватися й не мати міхурів, западин;

- смуги рулонних матеріалів, що перекривають усадочний-усадочні-усадкові-температурно-усадочні й деформаційні шви (горизонтальні й похилі) повинні бути рівними, не мати зморшок, повністю перекривати шов або примикання;

- точкова приклейка смуги повинна виключати можливість зрушення смуги убік;

- сухі вертикальні деформаційні шви повинні бути розчищені, а наповнювані мастикою - не мати патьоків мастики;

- верх чаші водоприймальної лійки внутрішніх водостоків не повинен виступати над поверхнею ізолюючої основи.

Не допускається устрій наступних елементів ізоляції без огляду виконаних попередніх робіт зі швів, примикань ізоляції й деталям водовідводу.

Виявлені при огляді покрівлі виробничі дефекти повинні бути виправлені до здачі будинку в експлуатацію. Приймання готової покрівлі повинне бути оформлене актом з оцінкою якості робіт.

Оцінка якості елементів покрівельного покриття, приховуваних наступними роботами (основи, теплоізоляції, стяжки, кожного шару килима в місцях примикання й нахлестувань), проводиться при прийманні цих робіт технічним наглядом замовника за участю представника підрядника (майстри або виконавця робіт).

Результати оцінки якості покрівельних робіт заносяться в загальні журнали робіт і акти на приховані роботи.

При оцінці якості покрівельних робіт необхідно перевіряти дотримання встановлених параметрів:

- геометричних (розміри, ухили, нахлестування, допуски);
- фізико-механічних (міцність, щільність, стан поверхні, герметичність, вологість, температура) і ін. теплоізоляційних матеріалів, що характеризують

якість покрівельних і.

Якість покрівельних робіт при прийманні їх від виконавців оцінюється:

- "відмінно" - коли роботи виконані з особливою старанністю, майстерністю й технічними показниками, що перевершують показники, необхідні нормативними документами й стандартами або при поліпшенні передбачених проектом експлуатаційних показників без збільшення кошторисної вартості покрівельних робіт;

- "добре" - коли роботи виконані в повній відповідності із проектом, нормативними документами й стандартами;

- "задовільно" - коли роботи виконані з малозначними відхиленнями від технічної документації, погодженими із проектною організацією й замовником, але, що не знижують показників надійності, міцності, атмосферостійкості, стійкості проти сповзання, довговічності й експлуатаційних якостей.

При прийманні теплоізоляції повинне проводитися огляд окремих конструктивних елементів. Рівність поверхні перевіряється контрольною двометровою рейкою. Зазор між контрольною рейкою й поверхнею теплоізоляції не повинен перевищувати 5мм. Відхилення від проектних показників товщини теплоізоляційного шару не повинне перевищувати + 10% або - 5%, а об'ємної маси теплоізоляційних матеріалів - 5%.

Прийманню підлягають:

- поверхня основи (пароізоляційного шару), підготовлена під устрій теплоізоляції;

- теплоізоляційний шар;

- каркас теплоізоляції;

- покривні оболонки, поверхня теплоізоляції.

Допускається устрій цементно-піщаних стяжок з наповнювачем з керамзитового піску із фракціями до 3мм (вагове відношення цементу до піску - 1:2) з добавкою поташу (10-15% від ваги цементу).

Ґрунтування цих стяжок повинне проводитися холодними ґрунтовками

відповідно до вимог нормативних документів відразу після укладання розчину. Контроль здійснюється інструментальними вимірами й візуальними спостереженнями.

При прийманні виконаних робіт підлягає огляду актами прихованих робіт:

- примикання покрівлі до водоприймальних лійок;
- примикання покрівлі до виступаючих частин вентшахт, антен, розтяжок, стійок, парпетів;
- устрій пошарово чотирьох шарів покрівельного килима.

Якість приклейки визначають візуально по наявності або відсутності міхурів і шляхом простукування металевим стрижнем. Місця непроклею визначаються по глухому звуку.

У випадку виявлення непроклеєних місць, полотнище в цьому місці проколюють ін'єктором і впорскують розчинник з розрахунку 130г/м². Через 7-15хв місце навколо проколу ретельно притирають.

При наявності міхурів, що свідчать про відсутність приклейки до основи, їх усувають, розрізаючи міхур хрест - навхрест.

Техніка безпеки, охорона навколишнього середовища

Інженерно-технічні працівники ІТП, майстри, керівники робіт повинні пройти перевірку знань по безпеці праці й виробничої санітарії відповідно до їхніх посадових обов'язків, знати технологічний процес, устрій і експлуатацію покрівель.

До устрою покрівельних робіт допускаються особи не молодше 18 років, що пройшли навчання безпечним методам і прийомам виконання робіт, що одержали відповідні посвідчення й минулі інструктаж на робочім місці. Позачерговий інструктаж з техніки безпеки проводиться при переведенні робітників-покрівельників з одного типу покрівель на іншій, при зміні умов провадження робіт, порушень бригадою правил і інструкцій з техніки безпеки.

Про проведення інструктажу повинна бути позначка в спеціальному журналі під розпис. Журнал повинен зберігатися у відповідального за

проведення робіт на об'єкті або в будівельній організації. Допуск робітників до виконання покрівельних робіт дозволяється тільки після огляду виконробом або майстром разом із бригадиром справності й цілісності несучих конструкцій покриттів і огорожень.

На місцях проведення робіт повинні бути вода й аптечка з медикаментами для надання першої допомоги.

Рівень шуму газових пальників і піскоструминних апаратів може досягати 88-96 децибел, що вимагає захисту органів слуху, переважніше використовувати малопотужні пальники через низький рівень шуму.

Перед початком робіт на території об'єкта повинні бути виділені місця складування матеріалів, балонів з горючими газами.

При устрої покрівель слід дотримувати правил по техніці безпеки, прикладені до інструкцій для експлуатації відповідних механізмів.

Усі особи, що перебувають на будівельному майданчику, зобов'язано носити захисні каски. При виконанні робіт на дахах з ухилом більш 20° робітники повинні застосовувати запобіжні пояси (місця закріплення поясів вказуються майстром).

Матеріали на покриття необхідно подавати в технологічній послідовності, що забезпечує безпеку робіт. При подачі покрівельних матеріалів на покриття кранами стропування вантажів слід виконувати тільки інвентарними стропами. Елементи й деталі покрівель, у тому числі захисні фартухи, ланки водостоків, зливи і т.д., необхідно подавати на робоче місце в заготовленому виді. Заготовка цих елементів і деталей безпосередньо на дахах не допускається.

Під час перерв у роботі технологічні пристрої, інструмент і матеріали повинні бути закріплені або прибрані з даху.

До зон постійно діючих небезпечних виробничих факторів ставляться:

- покрівельне скатне покриття з кутом нахилу більш 20°;
- ділянка подачі й приймання покрівельних матеріалів.

Скидати з покрівлі матеріал і інструмент забороняється. Щоб уникнути

падіння з покрівлі на минаючих людей яких-небудь предметів установлюються запобіжні козирки над проходами, зовнішніми дверми. Зона можливого падіння предметів захищається, вивішується плакат "Прохід заборонений".

Перед початком будівельних робіт територія об'єкта повинна бути підготовлена: визначені місця установки побутових вагончиків, складування матеріалів, балонів з горючими газами, ємностей з легкозаймистими рідинами, установки бітумоварочних казанів і місце готування бітумних мастик.

Побутові вагончики й склади матеріалів (балонів) слід розміщати на території згідно з вимогами діючих норм і правил. Розміщення їх у протипожежних розривах між будинками й спорудами, а також захарашення ними проїздів (під'їздів) до будинків не допускається.

Тимчасові будови повинні розташовуватися від інших будинків і споруд на відстані не менш 15м (крім випадків, коли по інших нормах потрібно більший протипожежний розрив) або біля протипожежних стін.

При влаштуваннях покрівлі горючий матеріал, що знімається, повинен віддалятися на спеціально підготовлену майданчик. Улаштовувати смітника горючих відходів на території об'єктів не дозволяється. Горючі відходи повинні вчасно вивозитися в місця, певні місцевою адміністрацією.

По закінченню робочої зміни не дозволяється залишати невикористаний горючий утеплювач, покрівельні рулонні матеріали, газові балони й інші горючі й вибухонебезпечні речовини й матеріали усередині або на покриттях будинків, а також у протипожежних розривах.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Система стандартов по информации, библиотечному и издательскому делу. Библиографическая запись. Библиографическое описание. ДСТУ ГОСТ 7.1-203. – [Чинний від 2004-07-01]. – М. ИПК Издательство стандартов, 2004. – 166 с
2. Інформація та документація. Звіти у сфері науки і техніки. Структура та правила оформлювання. ДСТУ 308:2015. - [Чинний від 2004-07-01]. – К.: ДП «УкрНДНЦ», 2016. – 26 с
3. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. – [Чинний від 2011-06-01]. – К.:Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с
4. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний від 2011-06-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с
5. Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. ДБН В.2.6-162:2010. – [Чинний від 2011-09-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 97 с
6. Особенности внедрения железобетонных многопустотных предварительно напряженных плит перекрытий безопалубочного стендового формования / [В. С. Шмуклер, Е. Г. Стоянов, О. М. Пустовойтова та ін.]. // Комунальне господарство міст. – 2014. – №114. – С. 22–31.
7. Азізов Т.Н. Метод стрижневих кінцевих елементів для розрахунку плит. // В зб. "Проблеми теорії і практики будівництва". – Том 1. – Львів: Львівська політехніка., 1997. – С. 3-5.
8. Рабинович Р.И., Богданов А.А., Карповский М.Г. Комбинированные перекрытия с применением стальных профилированных листов для тяжелых нагрузок // Бетон и железобетон. – 1984. – №11. – С. 10-12.

9. Будівельні матеріали. Цегла та камені керамічні рядові та лицьові. Технічні умови. ДСТУ Б В.2.7-61:2008. – [Чинний від 2010-01-01]. – К.:Мінрегіонбуд України, 2009. – 27 с
10. Будівельні матеріали. Цегла та камені силікатні. Технічні умови. ДСТУ Б В.2.7-80:2008. – [Чинний від 2010-01-01]. – К.:Мінрегіонбуд України, 2009. – 21 с
11. Будівельні матеріали. Вироби бетонні стінові дрібноштучні. Технічні умови. ДСТУ Б В.2.7-7:2008. – [Чинний від 2010-01-01]. – К.:Мінрегіонбуд України, 2009. – 51 с
12. Будівельні матеріали. Блоки з ніздрюватого бетону стінові дрібні. Технічні умови. ДСТУ Б В.2.7-137:2008. – [Чинний від 2008-01-01]. – К.:Мінрегіонбуд України, 2009. – 51 с
13. Конструкції будинків і споруд. Блоки бетонні для стін підвалів. Технічні умови. ДСТУ Б В.2.6-108:2010. – [Чинний від 2011-07-01]. – К.:Мінрегіонбуд України, 2011. – 27 с
14. Будівельні матеріали. Камені бортові і стінові з гірських порід. Технічні умови. ДСТУ Б В.2.7-246:2010. – [Чинний від 2011-09-01]. – К.:Мінрегіонбуд України, 2011. – 21 с

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

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

(13 - 17 листопада 2023 р., м. Суми)

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

ВИЗНАЧЕННЯ ЗАЛЕЖНОСТІ ОПОРНИХ ЗГИНАЛЬНИХ МОМЕНТІВ В ЗАЩЕМЛЕНИХ БАГАТОПУСТОТНИХ ПЛИТАХ ПЕРЕКРИТТЯ БЕЗОПАЛУБОЧНОГО ФОРМУВАННЯ ВІД ЖОРСТКОСТІ ОСНОВИ

Кравченко А.В., студент 2 курсу ОС «Магістр» ФБТ
Савченко О.С., к.т.н., доцент
Савченко Л.Г., ст. викладач
Сумський НАУ

Перекриття і покриття із багатопустотних плит відносяться до розряду доволі вивчених конструкцій. Однак, до теперішнього часу в правилах проектування плити розраховують як елементи, які розраховуються за балковою розрахунковою схемою на дію комбінації постійних і тимчасових навантажень без врахування впливу на неї суміжних конструкцій.

Залізобетонні багатопустотні плити застосовуються в перекриттях всіх типів будівель (житлових, громадських і промислових). Багатопустотні плити відносяться до тонкостінних залізобетонних конструкцій. Товщина полиць в плитках приймається не менше 30 мм, міжпустотні ребра – в межах 25-35 мм. Витрати бетону на плити перекриття і покриття складає приблизно 65% від загальної кількості витрат товарного бетону, які витрачаються на будівлю. З цим пов'язана необхідність застосування при проектуванні економічні плити перекриття.

В якості типових багатопустотних плит перекриття прийняті збірні плити з круглими пустотами. Збірні багатопустотні плити виготовляються висотою 220 мм, шириною 990, 1190, 1490 і 1790 мм. Довжина багатопустотних плит перекриття досягає 7240 мм і більше.

Залізобетонні багатопустотні плити проектується із бетону класів С12/15-С20/25 з попереднім напруженням і без нього. В якості напруженої використовують наступний тип арматури:

- гарячекатана стрижнева арматурна сталь класів А500, А540, А600, А800, А1000, А500С, А600С діаметром 10-16 мм;

- високоміцний дріт Вр 1200-Вр 1500 діаметром 3-8 мм.

Арматурні канати класів К1400 і К1500 застосовують виключно при виготовленні залізобетонних багатопустотних плит, які виготовляють на спеціальних стендах (плити безопалубочного формування).

Багатопустотну залізобетонну плиту розраховують як вільно оперту балку. До балки прикладають рівномірно розподілене навантаження.

В дійсних умовах експлуатації плита не працює, як вільно оперта, а защемлена в кладку стін (при умові безкаркасного будівництва). При защемленні плити на опорі виникає згинальний момент. Цей факт найбільше загрозливий для плит перекриття стендового виготовлення, де за технологією виготовлення передбачене встановлення виключно робочої арматури в нижній зоні, а в верхній зоні арматура взагалі відсутня. Також в таких плитках не передбачається встановлення поперечних каркасів. Утворення в наслідок защемлення на опорних ділянках в верхній зоні напружень розтягу, може привести до руйнування бетону і руйнування всієї конструкції.

В розрахунках використано елементи кам'яної кладки, що відповідають одному з наступних типів (у відповідності до ДСТУ Б В.2.6-162:2010) із зазначеними для таких типів довготривалими модулями пружності:

№ з/п	Матеріал конструкції стіни	Довготривалий модуль пружності, $E_{long\ term}$, МПа
1	Кладка із глиняної цегли на цементно-піщаному розчині	2030
2	Кладка із силікатної цегли на цементно-піщаному розчині	2308
3	Кладка із бетонних пустотілих блоків на цементно-піщаному розчині	1728
4	Кладка із газобетонних блоків на клеючому розчині	990
5	Кладку із ракушняку на цементно-піщаному розчині	1027
6	Кладка із бетонних блоків стін підвалу на цементно-піщаному розчині	1756

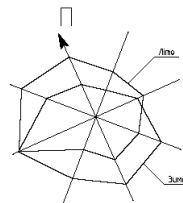
З отриманих графіків залежності опорного моменту від жорсткості площадки спирання багатопустотної плити перекриття стендового виготовлення видно, що остання значною мірою впливає на опорний і прогоновий момент, що виникає в плиті перекриття. Так, при змінах жорсткості стіни в реальних діапазонах, величина опорного моменту зменшується в межах 25 %. При великих величинах модуля пружності матеріалу стіни величина опорного згинального моменту навіть може перевищувати величину прогонового згинального моменту. Також на напружено-деформований стан опорного вузла плити перекриття оказує вплив різниця жорсткості зверху і знизу від плити перекриття. При різних співвідношеннях жорсткості змінюється не лише опорний і прогоновий моменти в плиті, а й діаграми стиснення і розтягу в самій конструкції стіни.

Дитячий садок на 120 місць в м.Суми

Виконав: Кравченко Андрій
Володимирович

Керівник:
к.т.н. Савченко Олександр Сергійович

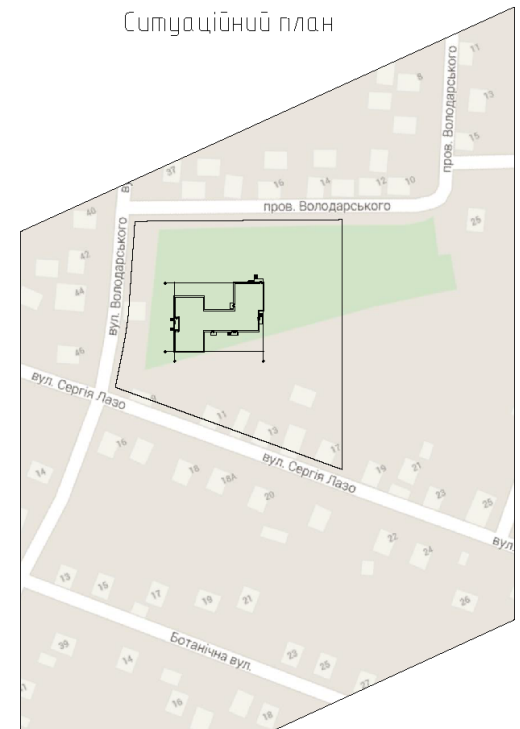
Генеральний план



Умовні позначення

- Будівля дитячого садка
- Існуючі будівлі
- Асфальтове покриття
- Покриття із бетонних плиток
- Тіньовий газон
- Спортивний газон
- Лістяні дерева
- Кущі
- Хвойні дерева
- Пісочниця
- Гойдалка карусель
- Гойдалка
- Качалка-балансир
- Горка
- Лава
- Навіс

Ситуаційний план



Експлікація будівель і споруд

Номер на плані	Найменування	Площа забудови, м²	Коефіцієнт використання ділянки
1	Будівля дитячого садка на 100 місць	2	79%
2	Хитавий дитячий	1	
3	Хитавий дитячий		
4	Хитавий дитячий		
5	Хитавий дитячий		
6	Хитавий дитячий		
7	Хитавий дитячий		
8	Хитавий дитячий		
9	Хитавий дитячий		
10	Хитавий дитячий		
11	Хитавий дитячий		
12	Хитавий дитячий		
13	Хитавий дитячий		
14	Хитавий дитячий		

Відомість елементів озеленення

Поз.	Найменування породи або виду насаження	Дік. рахунок	Кільк.	Примітка
1	Сирень	2	220	Для роботи пейзажу
2	Ялина звичайна	5	2	
3	Клен	3	39	
5	Сирітка	3	9	
6	Газон із сиріткою і ялиною звичайною		63 кв.	На 1582,4 м²
	радіус: пасовищний - 5%			
	касприлка червоною - 45%			
	радіус: пасовищний - 25%			
	касприлка білою - 5%			
7	Газон спортивний і ялиною звичайною		106 кв.	На 4662,97 м²
	радіус: пасовищний - 5%			
	касприлка червоною - 45%			
	радіус: пасовищний - 50%			

Відомість житлових та громадських будівель і споруд

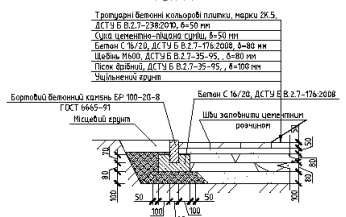
Номер на плані	Найменування на плані	Площа, м²	Будівельний об'єм, м³	Відомість житлових та громадських будівель і споруд	
				Кількість	Площа, м²
1	Дитячий садок на 100 місць	2	1	736,1	5233,68

Відомість тротуарів, доріжок, та навісничків

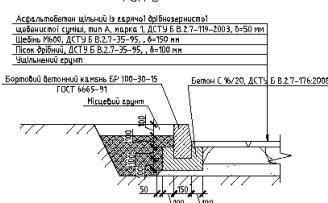
Поз.	Найменування	Тип	Площа поверхня, м²	Примітка
15	Споконне асфальтове	A	281,45	
16	Навісничок з цегляною	B	260,66	
17	Спортивний навісничок	B	516,11	
18	Дитячий ігровий навісничок	G	4129,26	
Дороги		A	959,23	
Доріжки		D	76,5	

Конструкція дорожнього покриття

Тип А



Тип Б



Відомість малих архітектурних форм та переносних будівель

Поз.	Позначка	Найменування	Інк.	Примітка
1	Тиловий проєкт 310-5-4	Лавка Тип-1 С-14	36	
2	Тиловий проєкт 310-5-4	Пісочниця Тип II	7	
3	Тиловий проєкт 310-5-4	Зонт тильовий Тип-I	7	
5	Тиловий проєкт 310-5-4	Гойдалка	36	
6	Тиловий проєкт 310-5-4	Качалка-балансир Тип-II	7	
7	Тиловий проєкт 310-5-4	Гойдалка-карусель Тип-I	7	
8	Тиловий проєкт 310-5-4	Горка	7	
9	Тиловий проєкт 320-10	Чирок для скитла	18	
10	Індивідуальний проєкт	Навіс	7	

Техніко-економічні показники озеленення

Поз.	Найменування	Об'єм, м³	Кількість	%
1	Площа вершару F	м²	8454,36	100
2	Площа забудови	м²	736,1	8,5
3	Площа водні та навісничків	м²	1571,84	18,2
4	Площа озеленення	м²	6226,91	73,3

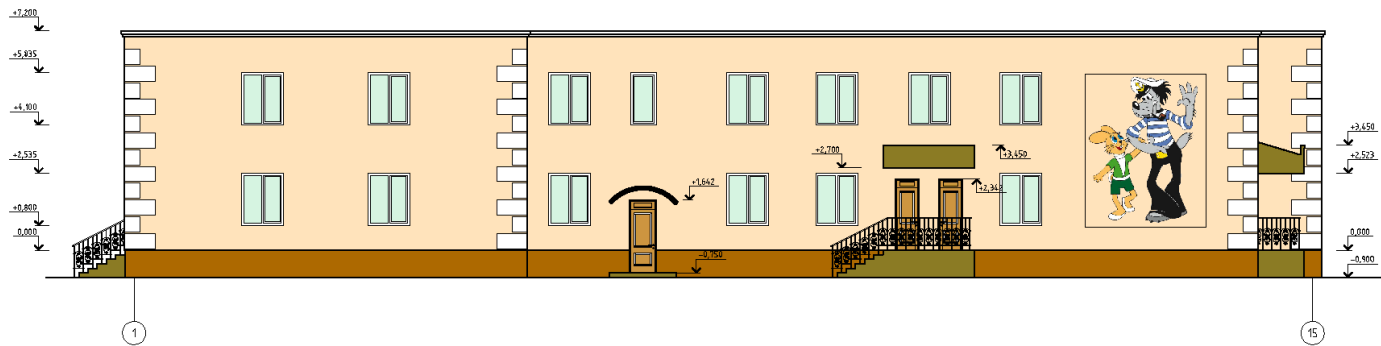
Дипломний проєкт

Зм.	Карт.	Лист	В. док.	Підп.	Дата	Стор.	Лист.	Листів
Дипломний проєкт на будівництво дитячого садка на 120 місць 8 м. Суми						1		

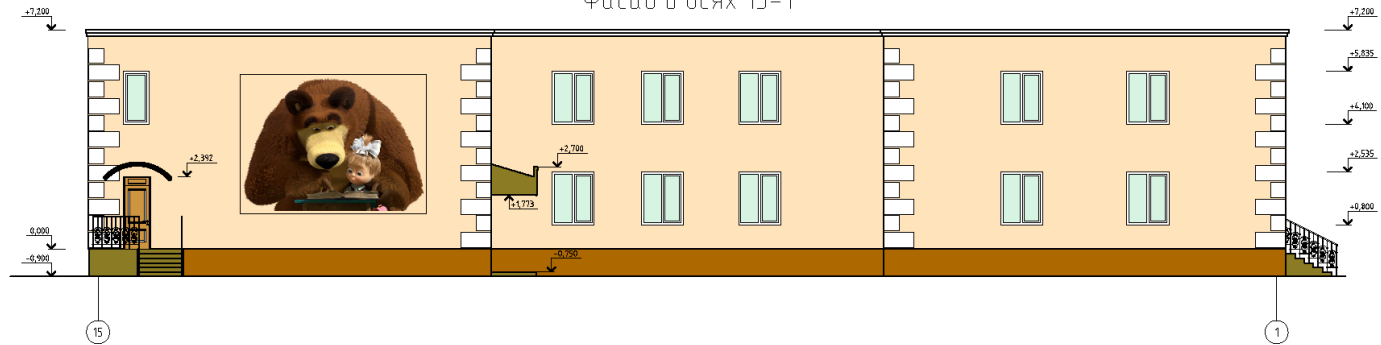
Генеральний план
Ситуаційний план

СНАУ, кафедра БЕБДТС

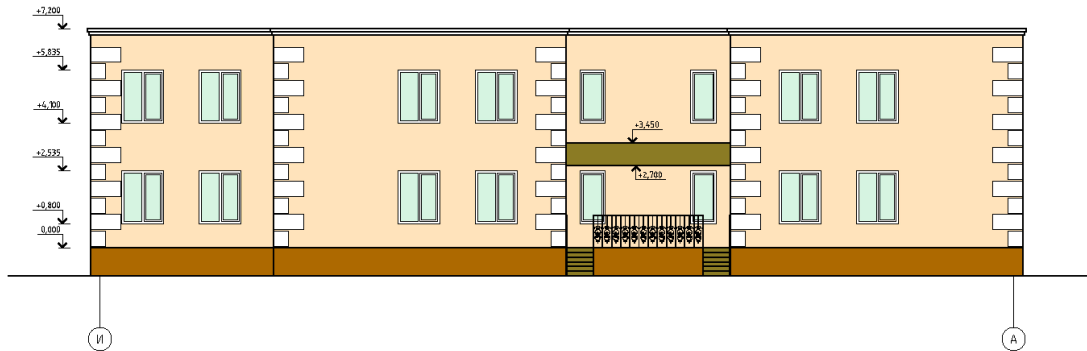
Фасад в осях 1-15



Фасад в осях 15-1

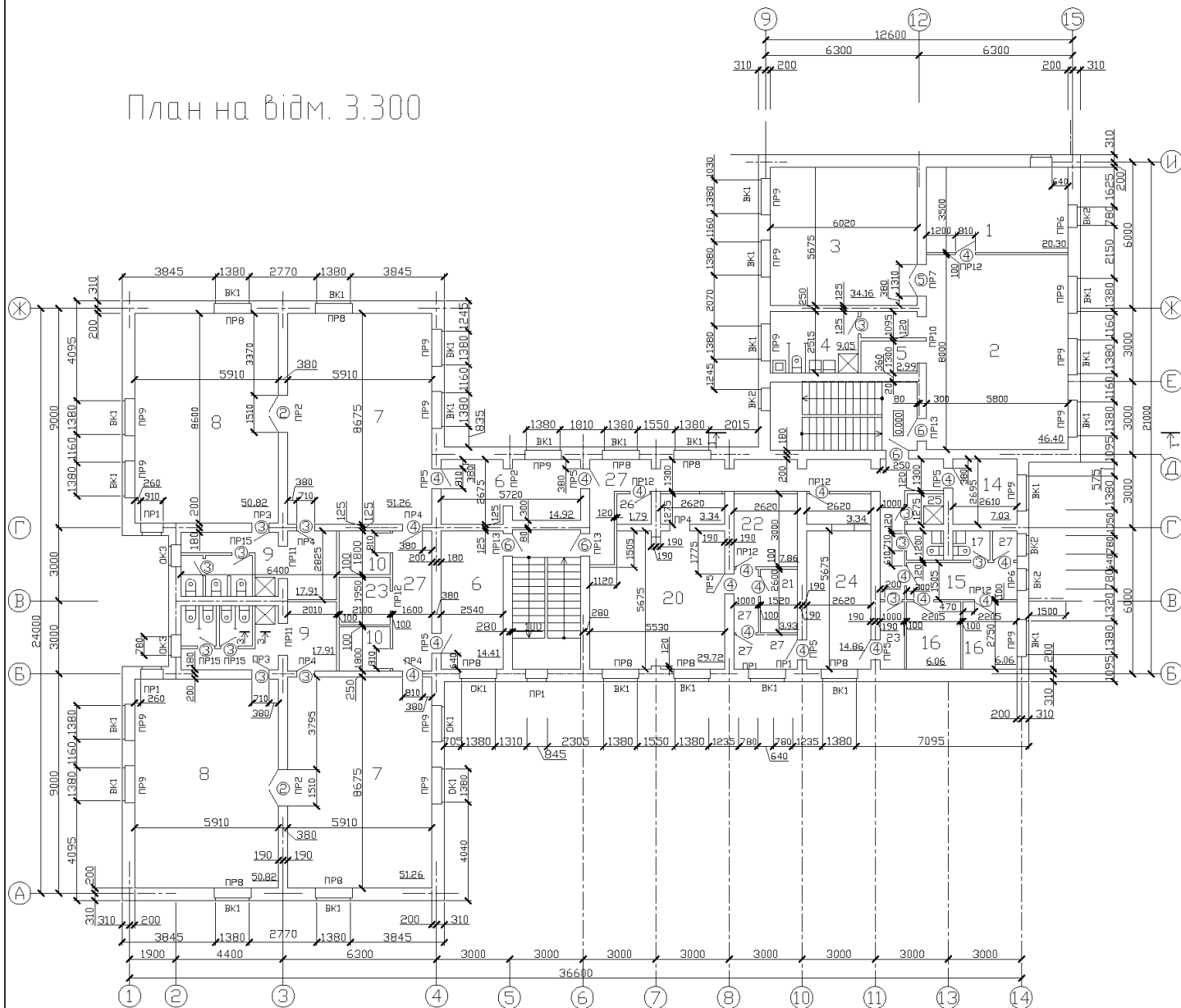


Фасад в осях И-А



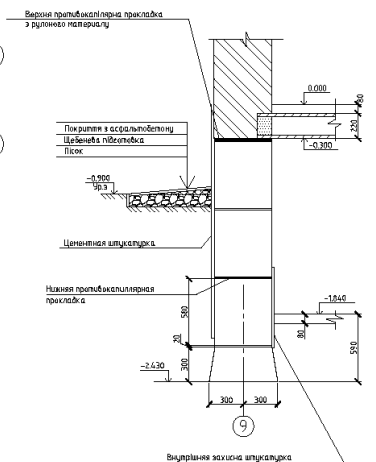
Дипломный проект						Специальность	Лист	Листов
Имя	Фамилия	Имя Отч.	Подп.	Дата		дп	2	
Дипломник: студент А.В. Кербаш (Семенов А.С.)						Дипломный проект на 120 миль в м. Луи		
						Фасад в осях 1-15 Фасад в осях 15-1 Фасад в осях И-А		
						СНАУ, каф. БЕБДТС		

План на відм. 3.300



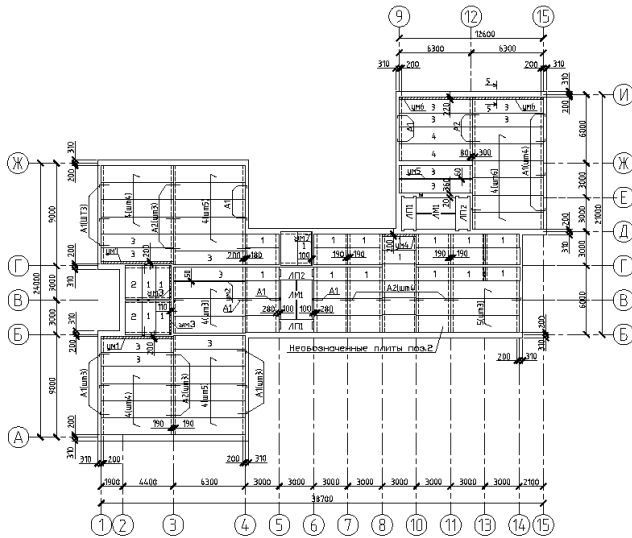
Експлікація приміщень

№ приміщення	Найменування	Площа, м ²	Кат. приміщення
Приміщення згруповані за функцією приміщення			
1	Приміщення	36,54	
2	Групи-Великі	96,96	
3	Спальні-Великі	68,32	
4	Туалетні	18,12	
5	Буфетні	5,98	
Приміщення згруповані за функцією приміщення			
6	Роздягальні	58,66	
7	Групи	205,04	
8	Спальні-Великі	203,28	
9	Туалетні	71,64	
10	Буфетні	15,12	
11	Кімнати адміністративні	74,13	
12	Матеріальні кабінети	10,75	
13	Кабінети	7,03	
14	Кімнати відпочинку	7,03	
15	Кімнати	6,79	
16	Палати	12,12	
17	Туалетні	1,8	
18	Кімнати персоналу	14,61	
19	Господарні кабінети	10,72	
20	Музична кімната	25,72	
21	Кімнати	3,93	
22	Кімнати для іграшок	7,96	
23	Кімнати чистоти	10,74	
24	Групи кімнат	18,2	
25	Туалетні персоналу	3,62	
26	Електрокабінети	1,79	
27	Коридори	73,5	
28	Кімнати	18,3	

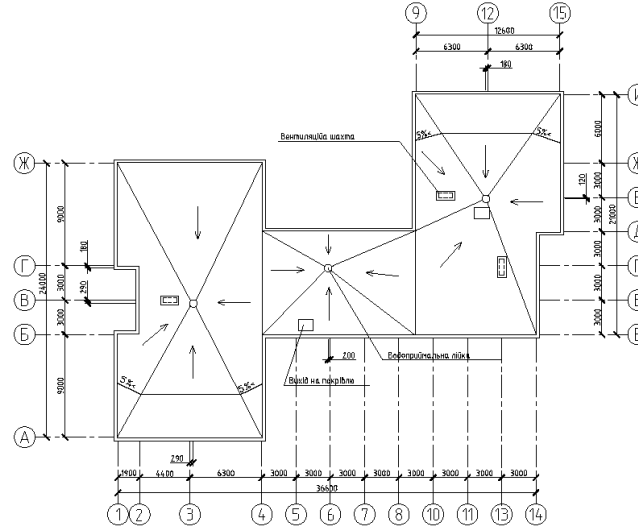


Дипломний проект					
Ізм.	Кор.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Дипломний	Керівник	Спеціаліст	Спеціаліст	Спеціаліст	Спеціаліст
Дипломний завод на 120 місць в м. Суми					
План на відм. 3.300					
СНАУ, каф. БЕБДІТС					

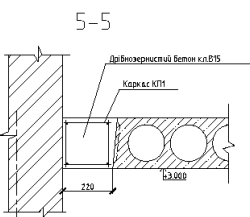
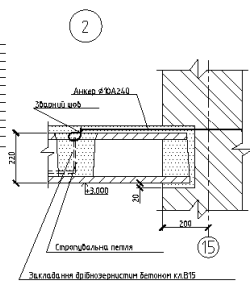
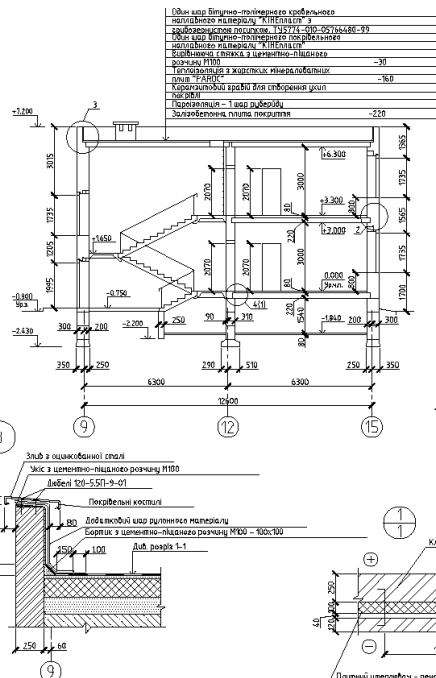
Схема розташування плит перекриття



План покрівлі



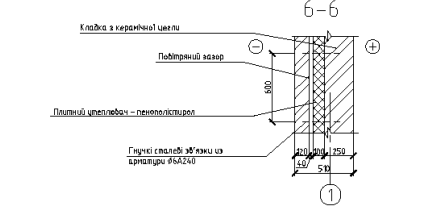
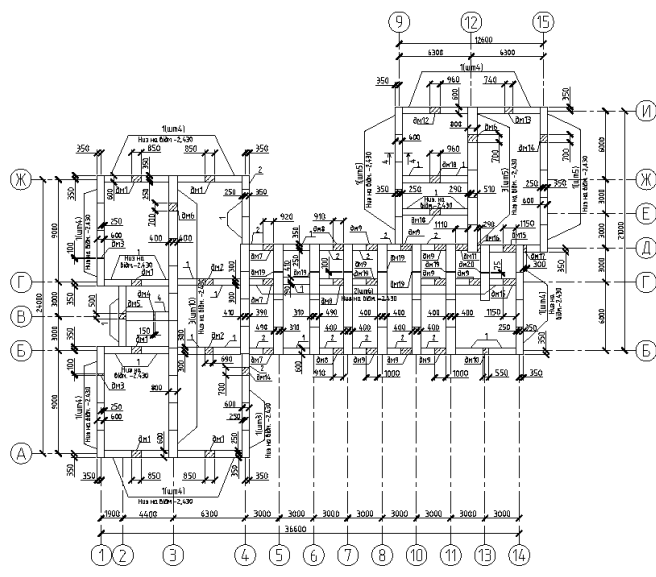
Розріз 1-1



Специфікація збірних залізобетонних конструкцій

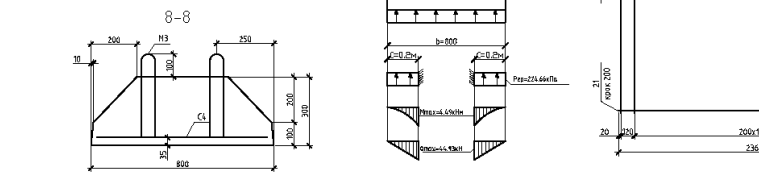
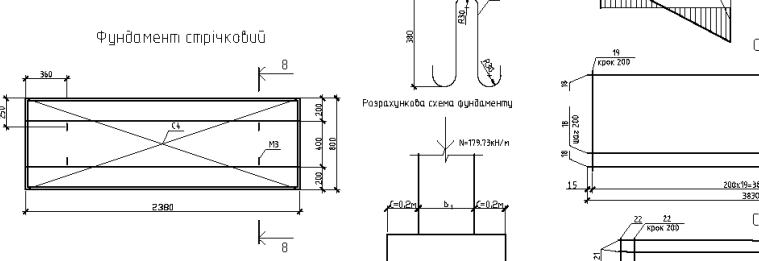
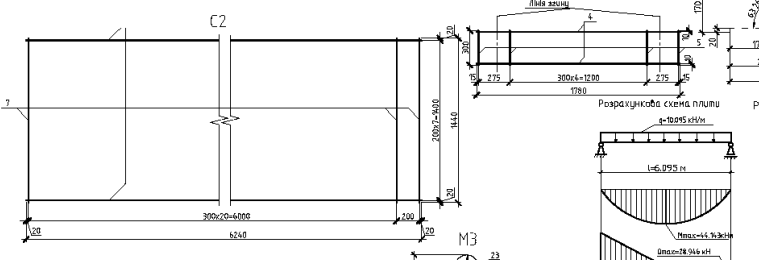
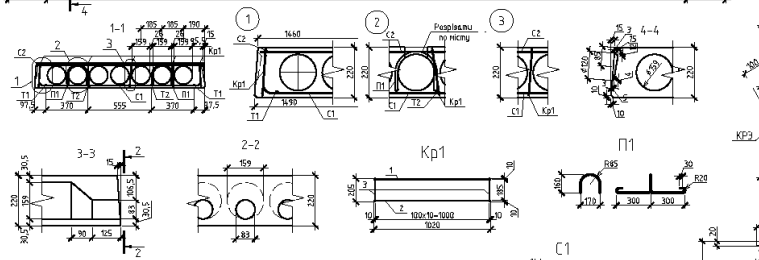
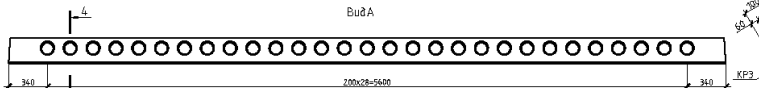
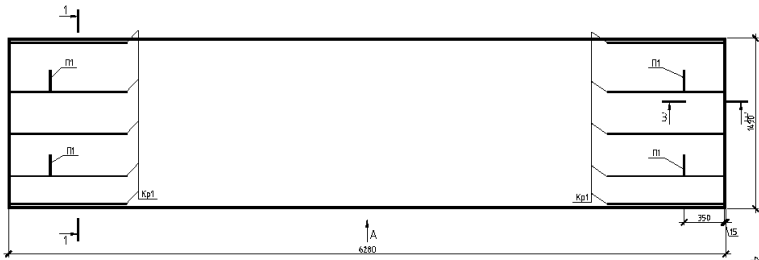
Поз.	Позначення	Найменування	Кількість	Маса об'єкт.	Примітка
1	1141-1, вип. 60	Плити перекриття ПК30.12-6Т	34	1080	
2		ПК30.15-6Т	50	1625	
3		ПК63.12-6АмVТ	26	2200	
4	1141-1, вип. 63	ПК63.15-6АмVТ	54	2950	
5		ПК60.15-6АмVТ	6	2800	
Фундаментні плити					
1		ФЛ6.24-4	48	930	
2		ФЛ6.12-4	20	450	
3		ФЛ6.24-3	46	1150	
4		ФЛ6.12-3	1	550	
Сходи/коби марші та площадки					
ЛМ1		2ЛПФ39.14.17-5-1	4	1420	
ЛП1		ЛПФ28.11-5	2	1100	
ЛП2	1125-1, вип1	ЛПФ28.11а-5	1	1250	
ЛП3		ЛПФ28.13-5	2	1200	
ЛП4		ЛПФ28.13а-5	1	1360	
Блоки стін підвалу					
5		ФБС12.5.6-Т		640	
6		ФБС12.4.6-Т		790	
7		ФБС24.4.6-Т		1300	
8		ФБС24.5.6-Т		1630	
9		ФБС9.4.6-Т		470	
10		ФБС9.5.6-Т		590	
Перемички					
1	Б1038.1-1, вип1	2П610-1	31	43	
2		2П613-1	68	54	
3	Б1038.1-1, вип2	3П211-1		433	
4	Б1038.1-1, вип1	2П613-3Т	8	85	
5	Б1038.1-1, вип2	3П114-1Т	14	297	
6	Б1038.1-1, вип1	3П116-3Т	16	102	
7	Б1038.1-1, вип2	3П118-1Т	2	378	
8		2П617-2	5.6	71	
9	Б1038.1-1, вип1	2П619-3	4.4	81	
10		5П211-2Т	8	285	
11	Б1038.1-1, вип2	2П225-8	2	327	
12		2П616-2	4	65	
13	Б1038.1-1, вип1	5П118-2Т	4	250	
Прозони					
1225-2, вип2		ПРГ60.2.5-4Т	3	1500	

Схема розташування елементів фундаменту

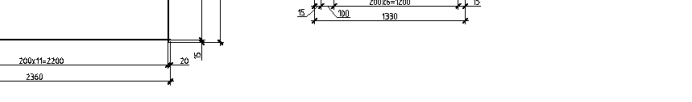
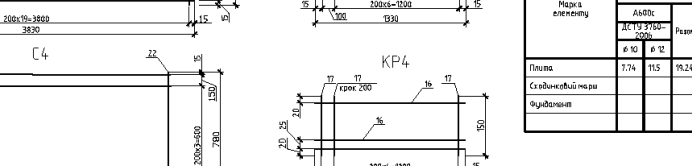
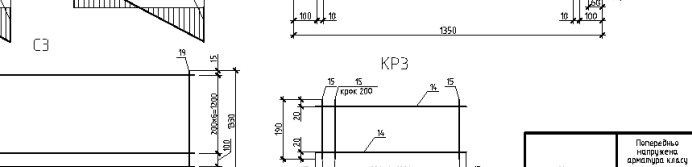
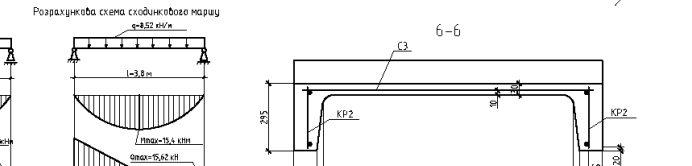
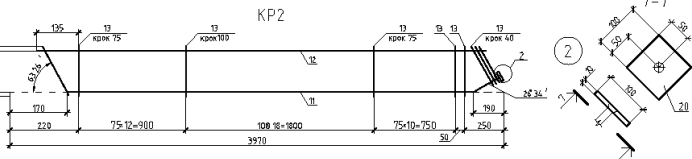
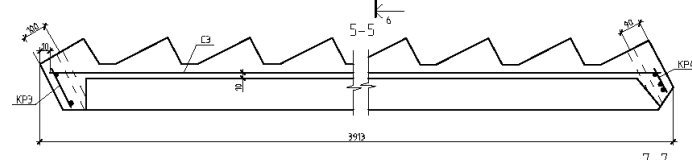
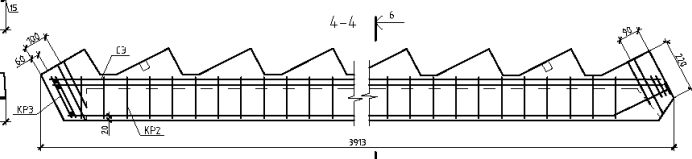
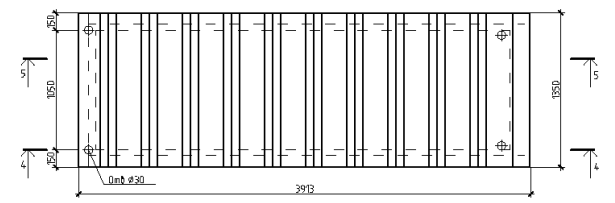


Дипломний проєкт					
Ім'я	Ім'я	Ім'я	Ім'я	Ім'я	Дата
Дипломник	Фахівець А.В.	Фахівець С.В.	Фахівець В.В.	Фахівець Д.В.	
Керівник	Савченко О.С.				
Дипломний проєкт на 120 місяць 8 м. Суми					
Схема розташування плит перекриття					
Схема розташування елементів фундаменту					
План покрівлі					
СНАУ, каф. БЕБДІТС					

Плита П-1



Сходінковий марш



Специфікація арматурних виробів і деталей

Поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Приміт-ка
Плита П-1				
Збірні одиниці				
		Каркас стовпий КР-1	10	
		Сітка С-1	2	
		Сітка С-2	1	
		Стержень напружений Т-1	2	
		Стержень напружений Т-2	2	
		Листя П-1	4	
Матеріали				
		Бетон кл.В20	1,10	м³
Сходінковий марш				
Збірні одиниці				
		Каркас КР2	2	
		Каркас КР3	1	
		Каркас КР4	1	
		Сітка С3	1	
		Закладні виробі М2	2	
Матеріали				
		Бетон В20	0,57	м³
Фундаментна плита				
Збірні одиниці				
		Сітка С4	1	
		Закладні виробі М3	4	
Матеріали				
Деталі				
1		К4 Вр-1	l=1020	1 0,1
2		К3 Вр-1	l=1020	1 0,06
3		К2 Вр-1	l=205	11 0,13
4		К4 Вр-1	l=1780	5 0,88
5		К3 Вр-1	l=300	7 0,12
6		К3 Вр-1	l=9240	8 2,77
7		К3 Вр-1	l=1444	22 1,76
8	ДСТУ 3760:2019	К10 А400с	l=6200	1 3,87
9	-/-	К12 А400с	l=6200	1 5,57
10	-/-	К12 А240с	l=1304	1 1,04
11	-/-	К12 А400с	l=3970	1 4,79
12		К5 Вр-1	l=3820	1 0,59
13		К5 Вр-1	l=178	45 1,18
14		К5 Вр-1	l=1330	2 0,41
15		К5 Вр-1	l=1190	8 0,23
16		К5 Вр-1	l=1330	3 0,81
17		К5 Вр-1	l=150	8 0,18
18		К4 Вр-1	l=3020	8 4,71
19		К4 Вр-1	l=1330	20 4,1
20	ДСТУ 4448:2005	К10 А100	l=108	1 0,78
21	ДСТУ 3760:2019	К6 А240с	l=5360	5 2,62
22	-/-	К9 А100с	l=780	13 6,25
23	-/-	К8 А240с	l=835	1 0,33

Відомість витрат сталі, кг

Матеріальна елементу	Попередньо розрахована арматура класу	Вироби арматурні										Вироби закладні				
		Арматура класу										Протекти металеві				
		А400с		А240с		А100с		Вр-1		Виток		Виток				
Плита	7,74	11,5	99,24													
Сходінковий марш				4,24	4,24	2,76	2,76	0,41	4,97	13,78	23,36	156	156	156		
Фундамент				2,61	1,32	3,94	0,25	6,25				10,19				

Дипломний проєкт

Ім'я	Ініціал	Підпис	Дата	Специфікація	Лист	Листів
Дипломник	Фісменко А.В.			Дипломний проєкт на 120 місяць з м. Суми	ДП	5
Керівник	Семенов О.С.					

Плита П-1 Сходінковий марш

Мета роботи – визначити залежність між жорсткістю площадки спирання багатопустотної плити перекриття стендового виготовлення та опорним згинальним моментом.

Задачі дослідження.

Побудова графіку залежності опорного згинального моменту від жорсткістю площадки спирання багатопустотної плити перекриття стендового виготовлення на стіну.

Об'єкт дослідження – залізобетонні багатопустотні плити перекриття стендового виготовлення.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан збірних залізобетонних багатопустотних плит при врахуванні їх защемлення в цегляну кладку стін.

Методи дослідження – метод скінчених елементів (програмний комплекс «Лира-САПР»).

Наукову новизну складає:

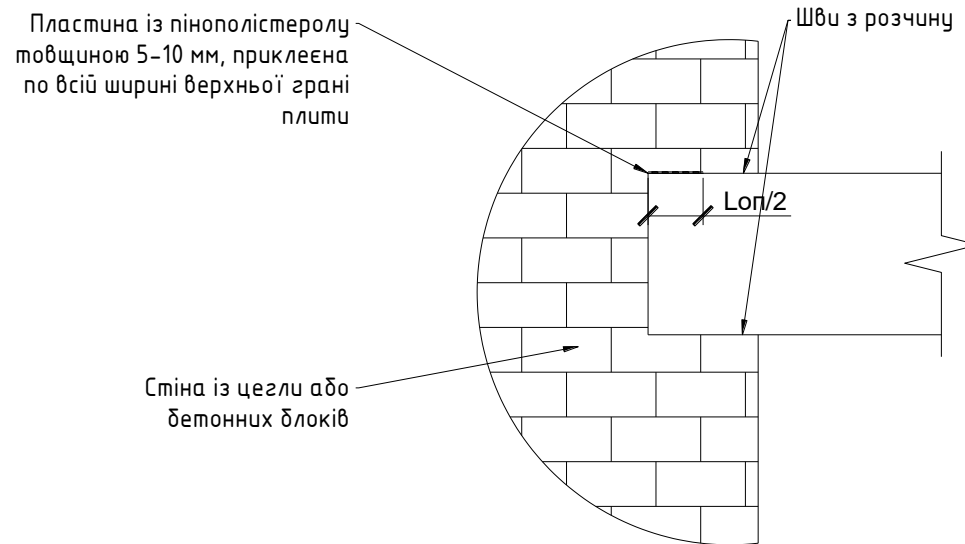
Отримані графіки залежності опорного і прогонового згинального моменту від жорсткості площадки спирання багатопустотної залізобетонної плити стендового виготовлення на стіну

Практична значимість магістерської роботи полягає у визначенні впливу жорсткості площадки спирання багатопустотної плити перекриття стендового виготовлення на величину опорних і прогонових згинальних моментів.

Апробація роботи.

Основні результати роботи доповідалися на студентській конференції Сумського національного аграрного університету.

Варіант зменшення опорного згинального моменту в плиті, при защемленні її в цегляну кладку



В результаті зроблені наступні висновки:

для плит прольотами 2.4 ... 5.4 м рекомендовано застосовувати бетон класу С30 / 35; для плит великих прольотів (до 9.0 м) - бетон класу С32 / 40

плити прольотами 2,4 ... 3.6 м можуть бути армовані високоміцної дротом Вр1400;

плити прольотами 4,2 ... 9,0 м армуються канатами К1400 відповідно з діаметрами 9 мм, 12 мм. 15 мм.

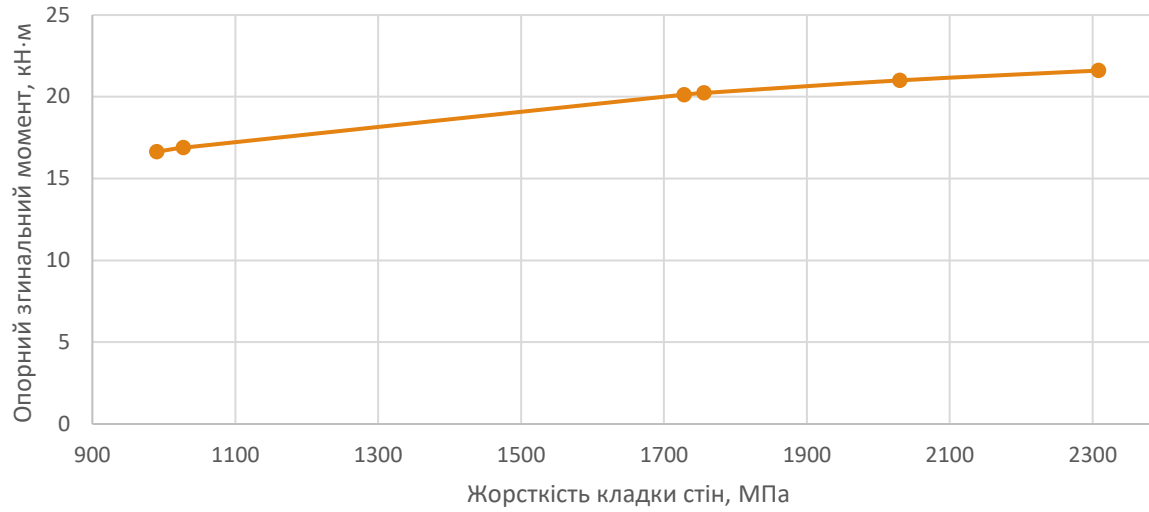
Конструктивні параметри плит

Марка плити	Клас бетону	Площа перерізу арматури, см ²		Варіант армування
		по розрахунку на міцність	по розрахунку на тріщиностійкість	
ПБП24-12-8	С30/35	0,434	-	4Ø5 Вр-II
ПБП33-12-8		0,848	-	5Ø5 Вр-II
ПБК36-12-8 (ПБП36-12-8)		0,99	-	4Ø9 К7 (6Ø5 Вр-II)
ПБП42-12-8 (ПБК42-12-8)		1,37	-	4Ø9 К7 (7Ø5 Вр-II)
ПБК48-12-8		1,81	0,55	4Ø9 К7
ПБК51-12-8		2,11	0,71	5Ø9 К7
ПБК54-12-8		2,31	1,61	5Ø9 К7
ПБК60-12-8		2,84	2,5	7Ø9 К7
ПБК63-12-8	С32/40	3,24	3,43	7Ø9 К7 (5Ø12 К7)
ПБК66-12-8		3,59	3,87	5Ø12 К7
ПБК72-12-8		4,32	5,43	6Ø12 К7
ПБК78-12-8		5,09	7,01	8Ø12 К7 (5Ø15 К7)
ПБК84-12-8		5,97	8,89	10Ø12 К7 (7Ø15 К7)
ПБК90-12-8		7,04	10,83	11Ø12 К7 (8Ø15 К7)

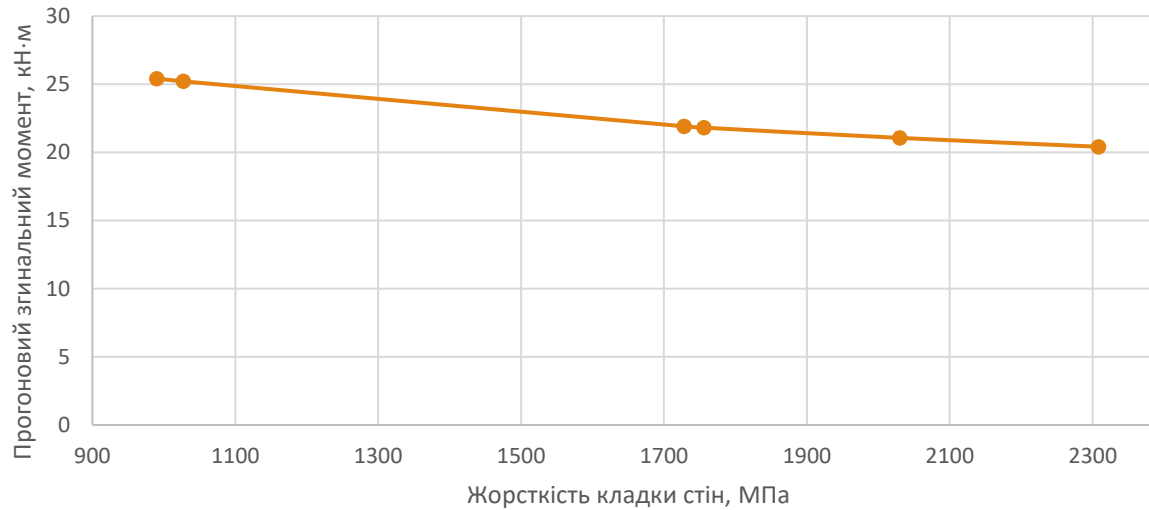
Довготривалий модуль пружності для різних типів кладки

№ з/п	Матеріал конструкції стіни	Довготривалий модуль пружності, $E_{long\ term}$, МПа
1	Кладка із глиняної цегли на цементно-піщаному розчині	2030
2	Кладка із силікатної цегли на цементно-піщаному розчині	2308
3	Кладка із бетонних пустотілих блоків на цементно-піщаному розчині	1728
4	Кладка із газобетонних блоків на клеючому розчині	990
5	Кладку із ракушняку на цементно-піщаному розчині	1027
6	Кладка із бетонних блоків стін підвалу на цементно-піщаному розчині	1756

Графік залежності опорних згинальних моментів від жорсткості кладки стін



Графік залежності прогонових згинальних моментів від жорсткості кладки стін



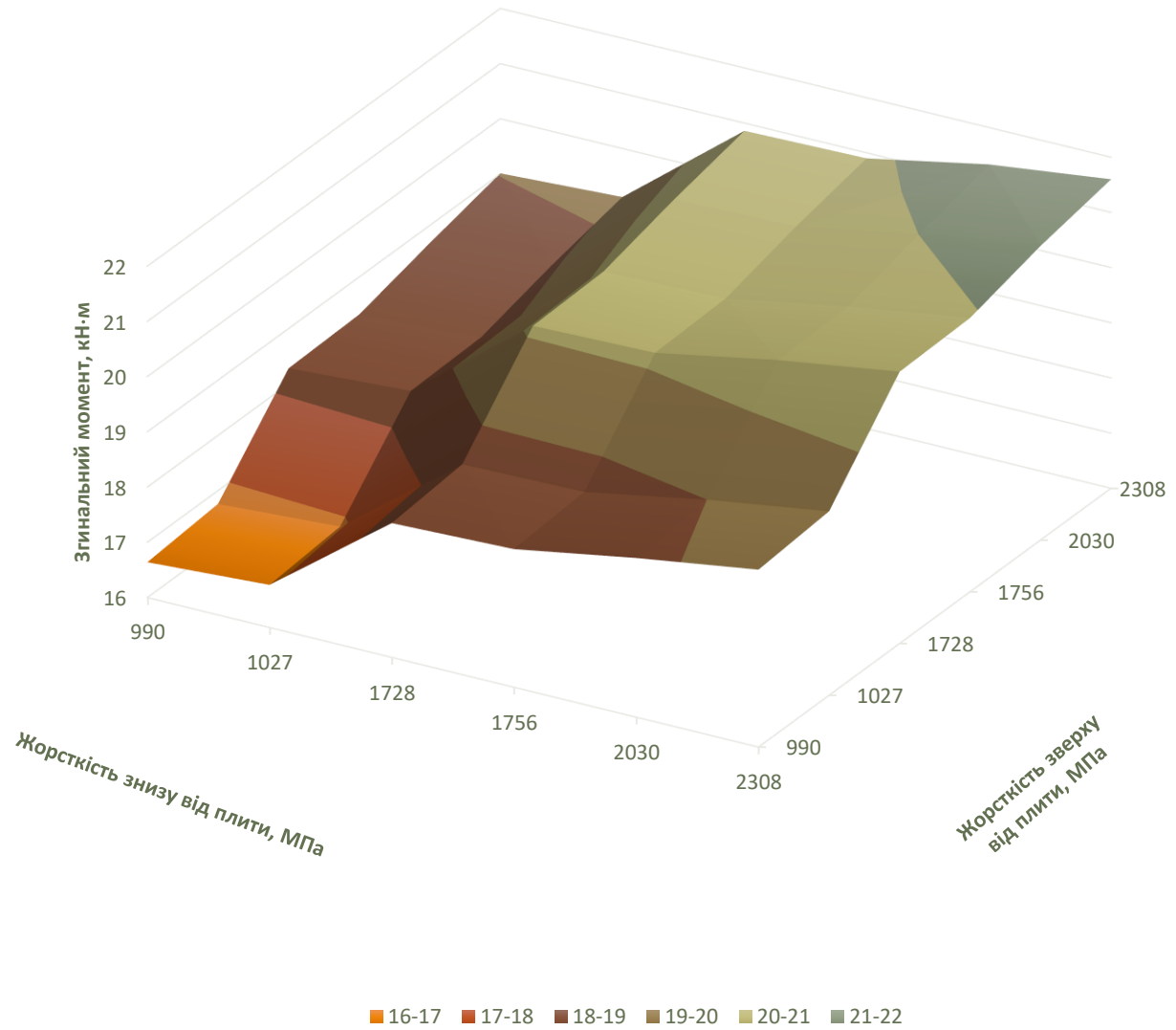
Величина опорного згинального моменту при різній жорсткості стіни зверху і знизу від плити.

		Жорсткість стіни над плитою, МПа					
		990	1027	1728	1756	2030	2308
Жорсткість стіни під плитою, МПа	990	16.64	16.76	18.28	18.32	18.68	19.01
	1027	16.77	16.89	18.41	18.45	18.82	19.12
	1728	18.43	18.56	20.13	20.18	20.55	20.86
	1756	18.5	18.6	20.18	20.23	20.6	20.9
	2030	18.88	19	20.59	20.63	21	21.33
	2308	19.21	19.33	20.92	20.96	21.33	21.6

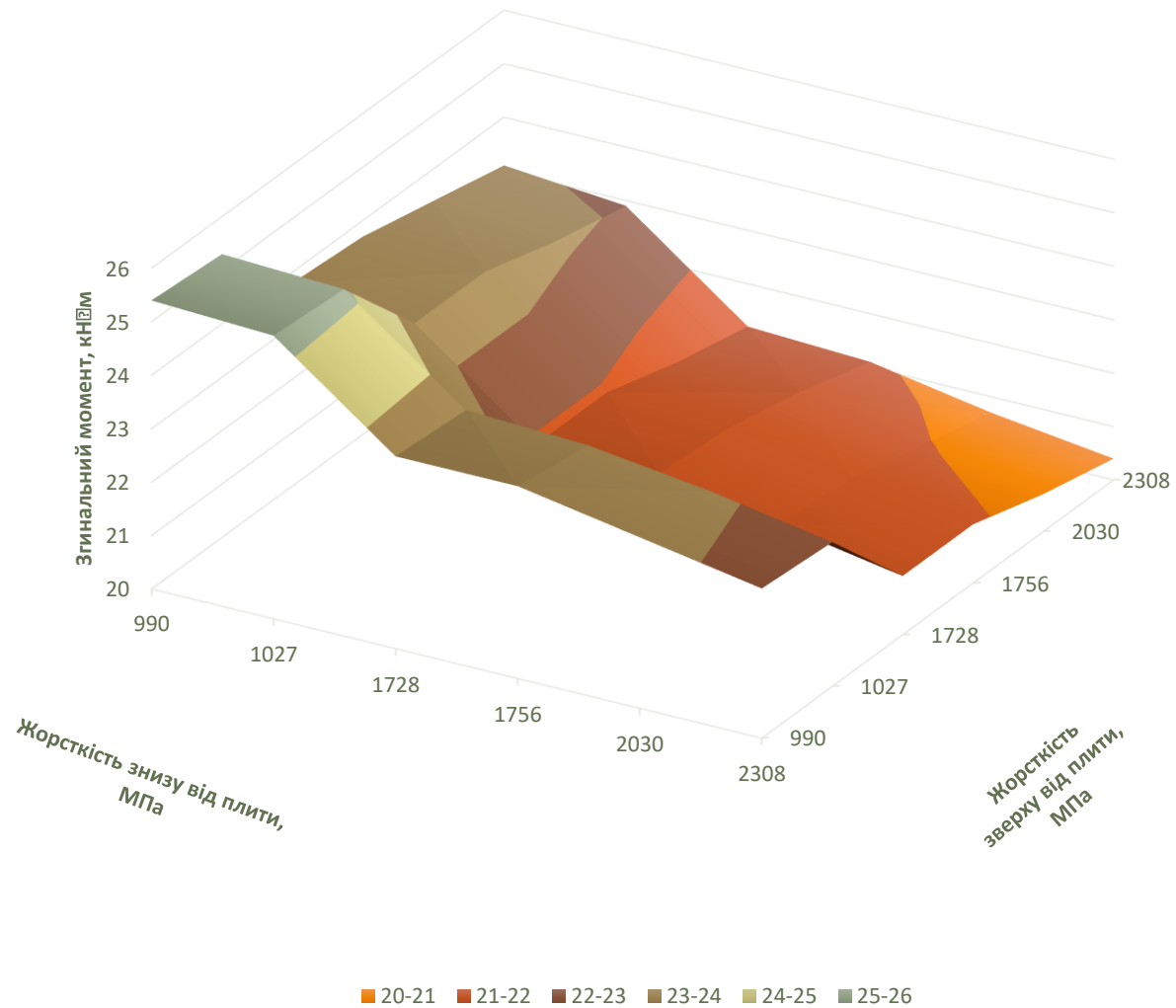
Величина прогонового згинального моменту при різних жорсткості стіни зверху і знизу від плити

		Жорсткість стіни над плитою, МПа					
		990	1027	1728	1756	2030	2308
Жорсткість стіни під плитою, МПа	990	25.4	25.3	23.8	23.7	23.4	23.1
	1027	25.3	25.2	23.6	23.6	23.2	22.9
	1728	23.6	23.5	21.9	21.9	21.5	21.2
	1756	23.6	23.4	21.9	21.8	21.5	21.1
	2030	23.2	23.1	21.5	21.4	21.05	20.7
	2308	22.8	22.7	21.1	21.1	20.7	20.4

Графік зміни опорного моменту при різних жорсткостях зверху і знизу від плити



Графік зміни прогонового моменту при різних жорсткостях зверху і знизу від плити



ВИСНОВОК

З отриманих графіків залежності опорного моменту від жорсткості площадки спирання багатопустотної плити перекриття стендового виготовлення видно, що остання значною мірою впливає на опорний і прогоновий момент, що виникає в плиті перекриття. Так, при змінах жорсткості стіни в реальних діапазонах, величина опорного моменту зменшується в межах 25 %. При великих величинах модуля пружності матеріалу стіни величина опорного згинального моменту навіть може перевищувати величину прогонового згинального моменту.

Також на напружено-деформований стан опорного вузла плити перекриття оказує вплив різність жорсткості зверху і знизу від плити перекриття. При різних співвідношеннях жорсткості змінюється не лише опорний і прогоновий моменти в плиті, а і діаграми стиснення і розтягу в самій конструкції стіни

Доповідь закінчена
Дякую за увагу