

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 в м. Білопілля

»

Виконав (ла)

_____ (підпис)

В.А. Кліщенко

_____ (Прізвище, ініціали)

Група

(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

Кліщенко Владислав Анатолійович

Тема роботи: Дитячий садок в м. Білопілля

Затверджено наказом по університету № 612-н від "14"03.2023р.

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 :		О.С. Савченко
	(підпис)	(Прізвище, ініціали)
Консультант		О.С. Савченко
	(підпис)	(Прізвище, ініціали)
Завдання прийняв до виконання:		
Здобувач		В.А. Кліщенко
	(підпис)	(Прізвище, ініціали)

Анотація

Кліщенко Владислав Анатолійович. Дитячий садок в м. Білопілля –
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 практичним шляхом підтвердити можливість використання стержневого скінченого елемента при моделюванні плит перекриття безопалубочного формування для дослідження умов защемлення їх в кладку стін.

Аналіз публікацій та досліджень встановив факт наявності опорних згинальних моментів в плитах безопалубочного формування, защемлених в кладку стін і необхідність їх визначення для кожного конкретного випадку.

В основній частині обґрунтована можливість моделювання залізобетонної плити безопалубочного формування стержневим скінченим елементом при дослідженні її защемлення в кладку стін.

У **висновках** на основі порівняння результатів розрахунку за методом скінчених елементів з експериментальними дослідженнями доведена можливість моделювання плит безопалубочного формування за допомогою стержневих скінчених елементів.

Ключові слова: залізобетонні плити безопалубочного формування, опорний момент, стержневий елемент.

Список публікацій та/або виступів на конференціях студента:

Савченко О.С., Савченко Л.Г., Кліщенко В.А. Техніко-економічне обґрунтування розрахункової схеми плити безопалубочного формування, защемленої в цегляну кладку // Матеріали XVII Міжнародної науково-практичної конференції «Проблеми та перспективи розвитку виробництва» (24 листопада 2023 р.) – Харків, 2023.

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

Структура роботи. Робота складається з основного тексту на 70 сторінках, у тому числі 13 таблиць, 31 рисунок. Текст роботи містить вступ, 3 розділи, список з 27 використаних джерел, 2 додатків на 20 сторінках. Графічна частина складається з 16 слайдів мультимедійної презентації.

Abstract

Vladyslav Klishchenko. Kindergarten in the city of Bilopylla – 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 research results make it possible to confirm in a practical way the possibility of using a rod finite element in the modeling of floor slabs of formless formation to study the conditions of their pinching in the masonry of walls.

The analysis of publications and studies established the fact of the presence of supporting bending moments in slabs of formless formation, pinched in the masonry of walls and the need to determine them for each specific case.

In the **main part**, the possibility of modeling a reinforced concrete slab without formwork by a rod finite element is substantiated when studying its pinching in the masonry of walls.

In the conclusions, based on the comparison of the calculation results using the finite element method with experimental studies, the possibility of modeling slabs of formless formation with the help of rod finite elements is proven.

Key words: reinforced concrete slabs of formless formation, supporting moment, rod element

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

Savchenko O.S., Savchenko L.G., Klishchenko V.A. Feasibility study of the calculation scheme of the slab of formless formation, pinched into the brickwork // Materials of the XVII International Scientific and Practical Conference "Problems and Prospects of Production Development" (November 24, 2023) - Kharkiv, 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 70 pages, including 13 tables, 31 figures. The text of the work contains an introduction, 3 chapters, a list of 27 used sources, 2 appendices on 20 pages. The graphic part consists of 16 slides of a multimedia presentation.

ЗМІСТ

Вступ.....	9
Розділ 1. Архітектурно-будівельний.....	10
1.1. Ситуаційний план	10
1.2. Об'ємно-планувальне рішення.....	11
1.3. Конструктивне рішення.....	15
Розділ 2. Розрахунково-конструктивний розділ.	22
2.1. Розрахунок стрічкових фундаментів.	22
2.2. Дослідницький розділ.....	28
Розділ 3. Технології та організації будівництва	53
3.1. Умови будівельного виробництва.....	53
3.2. Технологія виконання будівельних процесів з розробкою технологічної карти.....	53
Список використаних джерел.....	67

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

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, які вимагають виконання вантажно-розвантажувальних операцій на автотранспорті, та пожежна безпека;
- раціональне використання території;
- загальне озеленення та благоустрій території.

В основу рішення генерального плану прийнято дотримання вимог ДБН В.2.2-4-97 «Будинки та споруди дитячих дошкільних закладів», а також санітарних та протипожежних норм.

Генеральний план забудови представляє собою план ділянки, на якому показано розташування будівлі яка проектується. Генплан розробляється з детальним зображенням всіх проїздів, доріжок, озеленення та благоустрою з урахуванням функціонального або технологічного зв'язку будівлі що проектується 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 вирішене 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,

розосереджений за рахунок запроєктованих поздовжніх та поперечних уклонів доріг, майданчиків та газонів.

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 30-40м² на одну дитину.

При плануванні ділянки та розміщенні на ній будинку забезпечена можливість проїзду пожежних машин до будинку згідно з вимогами ДБН 360-92*** та ДБН Б.2.4-1.

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, вповдовж 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 0.70га

Площа забудови 0.08га

Площа під дорогами та тротуарами 0.30 а

Площа озеленення 0.32га.

1.2. Об'ємно-планувальне рішення

Будівля дитячого садка буде розміщена в житловому районі міста Білопілля.

Будівля має розміри в плані 36.5x42,2м. Висота приміщень складає 3.3м. Основний корпус прийнятий двоповерховим з висотою поверху 3.3м.

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:

Таблиця 1.1 – вимоги ДБН до площин приміщень

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 розосереджених виходи, один з яких веде безпосередньо на вулицю.

В будівлі дитячого дошкільного закладу передбачений харчовий блок, який працює на сировині 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 запроектована на 2 чоловіки площею 6м².

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

Таблиця 1.2 - Експлікація приміщень

Номер приміщення	Найменування	Площа, м ²	Кат.* приміщення
1	Спальна кімната (ст. гр.)	49,13	
2	Спальна кімната (мол. гр.)	49,13	

Номер приміщення	Найменування	Площа, м ²	Кат.* приміщення
3	Групова (ст. гр.)	55,53	
4	Ігрова (мол. гр.)	55,53	
5	Роздягальня	16,93	
6	Приймальня	16,93	
7	Буфетна	5,93	
8	Санвузли дитячі	43,13	
9	Санвузли персоналу	2,37	
10	Кабінет завідувача	7,1	
11	Комора овочів	6,68	
12	Медична кімната	12,8	
13	Заготівельний цех	6,8	
14	Холодильна камера	7,46	
15	Кімната персоналу	6,18	
16	Комора сухих продуктів	6,89	
17	Кухня з роздаточною	23,8	
18	Обідня зала	24,88	
19	Моечна посуду	14,82	
20	Комора чистої білизни	5,06	
21	Пральня	14,71	
22	Приміщення денного сну	29,04	
23	Кабінет позакласної роботи	11,7	
24	вчительська	8,58	
25	Рекреаційно-спальне приміщення	36,19	
26	Класне приміщення	36,19	
27	Універсальне приміщення	36,19	
28	Класне приміщення	36,19	
29	Лаборантська	8,58	
30	Методичний кабінет	8,58	
31	Рекреаційне приміщення	35,04	

Номер приміщення	Найменування	Площа, м ²	Кат.* приміщення
32	Гімнастична зала	84,79	
33	Господарчі комори	17	
34	Коридор	47,59	
35	Вестибюль з гардеробом	28,99	
36	Сходи		
37	Тамбур	12,41	

1.3. Конструктивне рішення

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

Основні елементи будівлі.

Фундаменти.

Основою для фундаментів служать непросадкові супіски. Ґрунтові води знаходяться на глибині 14м від поверхні ґрунту. За хімічним складом ґрунтові води являються неагресивними. Фундаменти запроєктовані збірні бетонні блоки стін підвалів.

Таблиця 1.3. Специфікація елементів фундаменту

Поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Маса, од., кг	При-мітка
Фундаментні плити					
Ф1	ДСТУ Б В.2.6-109:2010	ФЛ 28.12-2	36	2820	
Ф2	ДСТУ Б В.2.6-109:2010	ФЛ 24.12-2	49	2300	
Ф3	ДСТУ Б В.2.6-109:2010	ФЛ 24.8-2	8	1450	
Ф4	ДСТУ Б В.2.6-109:2010	ФЛ 16.24-2	18	2150	
Ф5	ДСТУ Б В.2.6-109:2010	ФЛ 16.12-2	2	1030	
Ф6	ДСТУ Б В.2.6-109:2010	ФЛ 16.8-2	3	650	

Поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Маса, од., кг	При-мітка
Ф7	ДСТУ Б В.2.6-109:2010	ФЛ 14.24-2	20	1900	
Ф8	ДСТУ Б В.2.6-109:2010	ФЛ 14.8-2	4	1630	
Ф9	ДСТУ Б В.2.6-109:2010	ФЛ 12.24-2	22	2820	
Ф10	ДСТУ Б В.2.6-109:2010	ФЛ 12.12-2	9	780	
Ф11	ДСТУ Б В.2.6-109:2010	ФЛ 12.8-2	13	500	
Фундаментні блоки					
1	ДСТУ Б В.2.6-108:2010	ФБС 24.6.6-т	274	1960	
2	ДСТУ Б В.2.6-108:2010	ФБС 12.6.6-т	50	960	
3	ДСТУ Б В.2.6-108:2010	ФБС 9.6.6-т	120	700	
4	ДСТУ Б В.2.6-108:2010	ФБС 24.4.6-т	69	1300	
5	ДСТУ Б В.2.6-108:2010	ФБС 12.4.6-т	21	640	
6	ДСТУ Б В.2.6-108:2010	ФБС 9.4.6-т	28	470	
7	ДСТУ Б В.2.6-108:2010	ФБС 24.5.6-т	59	1630	
8	ДСТУ Б В.2.6-108:2010	ФБС 12.5.6-т	6	790	
9	ДСТУ Б В.2.6-108:2010	ФБС 9.5.6-т	11	590	
Перемички					
ПР1	Серія 1.038.1-1	2ПБ 22-3-п	5	92	
ПР2	Серія 1.038.1-1	3ПБ 13-37-п	2	85	
ПР3	Серія 1.038.1-1	2ПБ 10-1	8	43	
ПР4	Серія 1.038.1-1	3ПБ 18-37-п	1	119	
ПР5	Серія 1.038.1-1	2ПБ 16-2-п	4	65	

Стіни.

Зовнішні стіни в будівлі запроектовані із глиняної звичайної цегли марки 75 на розчині марки 25 товщиною 640мм. 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 без каркасною. 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 багатопустотних плит по серії 1.141.

Східцеві елементи.

Прийняті збірними із залізобетонних сходових маршів та площадок по серіям 1.241 та 1.242.

Таблиця 1.4 - Специфікація збірних з/б виробів

Марка поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Вага од.кз	Приміт.
П 1	Серія 1.141-1 вип. 63	ПК63.12-4 Ам Vm	98	2200	
П 2	Серія 1.141-1 вип. 63	ПК63.15-4 Ам Vm	4	2950	
П 3	Серія 1.141-1 вип. 60	ПК27.12-6Т	6	970	
П 4	Серія 1.141-1 вип. 60	ПК27.15-6Т	1	1290	
П 5	Серія 1.141-1 вип. 60	ПК33.12-6Т	5	1180	
П 6	Серія 1.141-1 вип. 63	ПК63.10-4 Ам Vm	12	1825	
П 7	Серія 1.141-1 вип. 60	ПК42.12-6Т	34	1230	
ЛМ 1	Серія 1.251-1-4-1	2ЛМФ39.12.17-5	2	1290	
ЛМ 2	Серія 1.251-1-4-1	2ЛМФ39.14.17-5	2	1420	
ЛП 1	Серія 1.251-1-4	ЛПФ25.13.5	3	1100	
ЛП 2	Серія 1.251-1-4	ЛПФ28.13.5	3	1320	

Дах.

Для покрівлі в будівлі прийнята кроквяна система з листами металочерепиці. В якості пароізоляції передбачається використання одного

шару поліетиленової плівки. Утеплювач прийнятий згідно теплотехнічного розрахунку. Стяжка прийнята з цементно-піщаного розчину товщиною 20мм.

Металочерепиця "Монтерей"
Пароізоляційна плівка
Лати 60×60 крок 300 мм
Кроква 180×50 крок 800 мм

Таблиця 1.5 - Специфікація деревини на покрівлю

Марка поз.	Позначення	Розміри		Кіл.	Сорт Дереб	Приміт.
1	Стійка	100x100	1450	12	2	
2	Підкос	40x100	2570	30	2	
3	Діагональна нога	100x200	9240	4	2	
4	Діагональна нога	100x150	5840	2	2	
5	Лежень	100x100	8400	2	3	
6	Прогон	100x100	8400	2	3	
7	Мауерлат	100x100	12940	4	3	
8	Мауерлат	100x100	12900	2	3	
9	Мауерлат	100x100	24300	2	3	
10	Маурлат	100x100	20300	2	3	
11	Кроквяна нога	50x180	920	8	2	
12	Кроквяна нога	50x180	1950	8	2	
13	Кроквяна нога	50x180	2980	8	2	
14	Кроквяна нога	50x180	4010	8	2	
15	Кроквяна нога	50x180	5040	8	2	
16	Кроквяна нога	50x180	6070	8	2	
17	Кроквяна нога	50x180	6730	24	2	
18	Кроквяна нога	50x180	6070	2	2	
19	Кроквяна нога	50x180	5040	2	2	
20	Кроквяна нога	50x180	4010	2	2	
21	Кроквяна нога	50x180	2980	2	2	
22	Кроквяна нога	50x180	980	2	2	
23	Кроквяна нога	50x180	2110	2	2	
24	Кроквяна нога	50x180	3140	2	2	
25	Кроквяна нога	50x180	4170	42	2	
26	Кобилка	40x125	1390	56	3	
27	Кобилка	40x125	1960	12	3	
28	Мауерлат	100x100	9150	2	3	
29	Мауерлат	100x100	16300	1	3	

30	Маурлап	100x100	6450	1	3	
31	Маурлап	100x100	27000	2	3	
30	Діагональна нога	100x200	11830	2	2	
31	Діагональна нога	100x150	4570	2	2	
32	Лежень	100x100	2650	2	3	
33	Прогон	100x100	2650	2	3	
34	Кроквяна нога	50x180	1240	4	2	
35	Кроквяна нога	50x180	2270	4	2	
36	Кроквяна нога	50x180	3300	4	2	
37	Кроквяна нога	50x180	4330	4	2	
38	Кроквяна нога	50x180	5360	4	2	
39	Кроквяна нога	50x180	6390	4	2	
40	Кроквяна нога	50x180	7430	4	2	
41	Кроквяна нога	50x180	8370	5	2	
42	Кроквяна нога	50x180	1310	4	2	
43	Кроквяна нога	50x180	2340	4	2	
44	Кроквяна нога	50x180	3370	49	2	
45	Затяжка	40x100	4950	24	3	
	Дошка	22x50	573 м.п.		3	
	Обрешітка	60x60	837 м.п.		2	
	Накладки	22x250	400		2	

Підлога

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 та на сходових клітках – покриття бетон мозаїчного складу. В підлогах по ґрунту прийнято утеплення з мінераловатних жорстких плит товщиною 150мм.

Віконне та дверне заповнення

Приведене на листах графічної частини. Для підвищення теплозахисних характеристик будівлі віконне застосування прийняте тришаровим.

Таблиця 1.6 - Специфікація елементів заповнення прорізів

Поз.	Позначення	Найменування	Всього од. шт.	Примітка
		Вікна		
ВК-1	ДСТУ Б.В.2.6-15-99	О Об 21-12 Од Сп ІІ 2 ПО Ос М П	46	
ВК-2	ДСТУ Б.В.2.6-15-99	О Об 21-12 Од Сп І 2 ПО Ос Д П	4	
ВК-3	ДСТУ Б.В.2.6-15-99	О Об 6-9 Од Сп І 1 ПО Ос М П	2	
ВК-4		Заповнення склоблоком		
ВК-5	ДСТУ Б.В.2.6-15-99	О Об 12-21 Од Сп ІІ 2 ПО Ос М П	18	
		Двері		
	ДСТУ Б.В.2.6-15-99	Д Об 21-12 Кр К М 1 П Пр	6	
	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Д Д Од 10-21 По К Д2-Б-Б-А	4	
	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Д Д Дв 18-24 По К Д2-Б-Б-А	6	
	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Д Д Од 10-21 По К Б2-Б-Б-А	22	
	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Д Д Од 7-21 По К Д2-Б-Б-А	13	

Опорядження.

Внутрішня поверхня стін оштукатурена простою штукатуркою з подальшим вапняним пробілюванням та олійним пофарбуванням окремих ділянок стін. Зовні поверхня стін пофарбована полімерно-цементною фарбою.

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.

2.1. Розрахунок стрічкових фундаментів.

Стрічкові фундаменти влаштовуються під зовнішні несучі стіни, товщиною 640 мм. Глибина закладання фундаментів 1,5 м. Вертикальні навантаження на обрізі фундаменту

Збір навантаження на рівні обрізу фундаменту виконуємо в табличному вигляді окремо для внутрішньої і зовнішньої стіни.

Таблиця 2.1 - Збір навантажень на фундамент під зовнішню стіну по осі "Д", при ширині вантажної площі 3.15 м

№ п/п	Найменування навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Нормативне навантаження, кН/м	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження, кН/м
I. Покриття					
	<i>Постійні навантаження</i>				
1.1	Металочерепиця	0.045	0.142	1.2	0.17
1.2	Дерев'яні лати	0.018	0.057	1.1	0.06
1.3	1 шар поліетиленової плівки	0.005	0.016	1.2	0.02
1.4	Крокви перерізом 180x50 мм з кроком 1м	0.045	0.142	1.1	0.16
	<i>Тимчасові навантаження</i>				
1.7	Снігове навантаження	1.67	5.261	1.04	5.47
	Разом навантаження від покриття		5.618		5.88
II. Горищне перекриття					
	<i>Постійні навантаження</i>				
2.1	Керамзитобетон товщиною 120 мм	0.48	1.512	1.2	1.81
2.2	Пароізоляція - 1 шар руберойду	0.04	0.126	1.2	0.15

№ п/п	Найменування навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Нормативне навантаження, кН/м	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження, кН/м
2.3	Багатопустотна плита перекриття	3	9.45	1.1	10.4
	<i>Тимчасові навантаження</i>				
2.4	Тимчасові навантаження	0.7	2.205	1.3	2.87
	Разом навантаження від перекриття		13.293		15.23
III. Перекриття над підвалом					
	<i>Постійні навантаження</i>				
3.1	Лінолеум	0.027	0.085	1.2	0.1
3.2	цементно-піщана стяжка товщиною 20 мм	0.36	1.134	1.2	1.36
3.3	Пароізоляція - 1 шар руберойду	0.04	0.126	1.2	0.15
3.4	Багатопустотна плита перекриття	3	9.45	1.1	10.4
	<i>Тимчасові навантаження</i>				
3.5	Тимчасові навантаження	1.5	4.725	1.3	6.14
	Разом навантаження від перекриття		15.52		18.15
	Навантаження на фундамент від ваги цегляної стіни		39.974	1.1	43.97
	Навантаження на фундамент від ваги фундаментних блоків		36	1.1	39.6
	Всього навантаження на фундамент		110.405		122.83

Таблиця 2.2 - Збір навантажень на фундамент під внутрішню стіну по осі "Г", при ширині вантажної площі 6.3 м

№ п/п	Найменування навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Нормативне навантаження, кН/м	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження, кН/м
I. Покриття					
	<i>Постійні навантаження</i>				
1.1	Металочерепиця	0.045	0.284	1.2	0.34
1.2	Дерев'яні лати	0.018	0.113	1.1	0.12
1.3	1 шар поліетиленової плівки	0.005	0.032	1.2	0.04
1.4	Крокви перерізом 180x50 мм з кроком 1м	0.045	0.284	1.1	0.31
1.5	Дерев'яна стійка перерізом 100x100 мм довжиною 1.45 м	0.0725	0.457	1.1	0.5
1.6	Дерев'яний підкос перерізом 100x40 мм довжиною 2.57 м	0.02056	0.13	1.1	0.14
	<i>Тимчасові навантаження</i>				
1.7	Снігове навантаження	1.67	10.521	1.04	10.94
	Разом навантаження від покриття		11.821		12.39
II. Горищне перекриття					
	<i>Постійні навантаження</i>				
2.1	Керамзитобетон товщиною 120 мм	0.48	3.024	1.2	3.63
2.2	Пароізоляція - 1 шар руберойду	0.04	0.252	1.2	0.3
2.3	Багатопустотна плита перекриття	3	18.9	1.1	20.79
	<i>Тимчасові навантаження</i>				
2.4	Тимчасові навантаження	0.7	4.41	1.3	5.73
	Разом навантаження від перекриття		26.586		30.45
III. Перекриття над підвалом					
	<i>Постійні навантаження</i>				

№ п/п	Найменування навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Нормативне навантаження, кН/м	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження, кН/м
3.1	Лінолеум	0.027	0.324	1.2	0.39
3.2	цементно-піщана стяжка товщиною 20 мм	0.36	4.32	1.2	5.18
3.3	Пароізоляція - 1 шар руберойду	0.04	0.48	1.2	0.58
3.4	Багатопустотна плита перекриття	3	9	1.1	9.9
	<i>Тимчасові навантаження</i>				
3.5	Тимчасові навантаження	1.5	4.5	1.3	5.85
	Разом навантаження від перекриття		18.624		21.9
	Навантаження на фундамент від ваги цегляної стіни		23.735	1.1	26.11
	Навантаження на фундамент від ваги фундаментних блоків		24	1.1	26.4
	Всього навантаження на фундамент		104.766		117.25

Оскільки розрахункове навантаження на внутрішню і зовнішню стіну відрізняються між собою на незначну величину, можливо прийняти однакову ширину подошви фундаменту і виконати один розрахунок.

$$F_v = 122,83 \text{ кН/м}$$

В основі фундаментів залигає шар супісі лісової, потужністю 1,3 м з кутом внутрішнього тертя $\phi_{II} = 25^{\circ}$, питомим зчепленням $c_{II} = 0,006 \text{ МПа}$, питомою вагою $\gamma_{II} = 15,8 \text{ кН/м}^3$, та модулем деформації $E = 3,6 \text{ МПа}$.

При глибині промерзання ґрунтів 1,2 м та наявності підвалу приймаємо глибину закладання фундаментів 3,3 м. Питома вага ґрунту, який залягає вище

і нижче підошви $\gamma'_{II} = \gamma_{II} = 15,8 \text{кН/м}^3$, коефіцієнти умов роботи $\gamma_{c1} = 1,4$ та $\gamma_{cII} = 1,2$, коефіцієнт надійності $k = 1,0$

$$M_\gamma = 0,78; M_q = 4,11; M_c = 6,67; d_e = 0; C_{II} = 6 \text{кПа}$$

Попередній розрахунковий опір супісі визначаємо за формулою

$$R_{non} = \frac{\gamma_{cI} \cdot \gamma_{cII}}{k} \cdot [M_q \cdot d_I \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_8 \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}] = \\ = \frac{1,4 \cdot 1,2}{1,0} \cdot [4,11 \cdot 1,5 \cdot 15,8 + 6,67 \cdot 6] = 230,9 \text{кПа}$$

Попередня ширина підошви фундаменту

$$b_{npr} = \frac{F_v}{R_{npr} - (\gamma \cdot d_\phi + q)}$$

γ - питома вага матеріалу фундаменту та ґрунту на його уступах ($\gamma = 20 \text{кН/м}^3$)

d_ϕ - висота фундаменту

q - навантаження на підлогу

$$b_{non} = \frac{122,83}{230,9 - 20 \cdot 1,5} = 0,6 \text{ м}$$

Уточнений розрахунковий опір супісі

$$R_{ym} = R_{non} + \frac{\gamma_{cI} \cdot \gamma_{cII}}{k} \cdot M_\gamma \cdot k_z \cdot b_{non} \cdot \gamma_{II} = \\ = 230,9 + \frac{1,4 \cdot 1,2}{1,0} \cdot 0,78 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 15,8 = 243,3 \text{кПа}$$

Уточнена ширина підошви фундаментів

$$e_{ym} = \frac{122,83}{243,3 - 20 \cdot 1,5} = 0,57 \text{ м}$$

Прийняту раніше ширину підошви фундаментів залишаємо

Вага фундаменту стрічкового визначаємо формулою

$$G^n = e \cdot d_\phi \cdot \gamma \cdot 1,0 = 0,60 \cdot 4,3 \cdot 20,0 \cdot 1,0 = 51,3 \text{кН/м}$$

Середній тиск під підошвою фундаменту

$$\rho = \frac{F_v + G}{b \cdot 1,0} + q = \frac{122,83 + 51,6}{0,6 \cdot 1,0} = 244,4 \text{кПа} < R_{ym} = 243,3 \text{кПа}$$

Запас для фундаменту

$$\frac{R - \rho}{R} = \frac{244,4 - 243,3}{244,4} = 0,5\%$$

Осадка для стрічкового фундаменту по методу І.О. Розенфельда

$$s = 1,44 \cdot \frac{\eta}{1 + \eta} \cdot \frac{\rho - \gamma'_{II} \cdot d}{E_{cp.в}} \cdot \epsilon$$

де η - співвідношення сторін фундаменту (для стрічкових фундаментів приймається $\eta = 10$)

При цьому $H_c = kb = 5.5 \cdot 0.6 = 3.3$ м

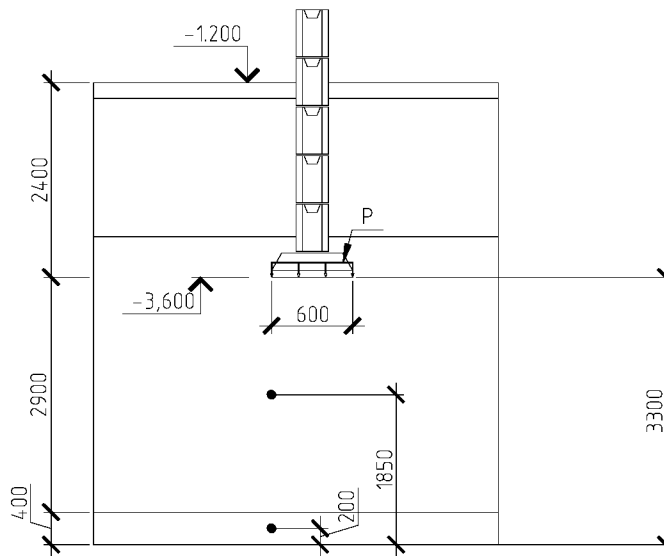


Рисунок 2.1 – до розрахунку осадки фундаменту

Схема для визначення осередненого модуля загальної деформації при розрахунку осідання за методом І.О. Розенфельда.

$$E_{cp.в} = \frac{\sum E_i \cdot h_i \cdot z_i}{0,5 \cdot H_c^2} = \frac{11,63 \cdot 2,9 \cdot 1,85 + 39,2 \cdot 0,4 \cdot 0,2}{0,5 \cdot 3,3^2} = 12,04 \text{ МПа}$$

$$= 12040 \text{ кПа}$$

$$s = 1,44 \cdot \frac{10}{1 + 10} \cdot \frac{244,4 - 15,8 \cdot 4,3}{12040} = 0,019 \text{ м}$$

Визначена величина осідання опор менша за гранично допустиму величину $s_{max,u} = 12$ см, наведену у додатку И ДБН В.2.1-10-2009

Розрахунок міцності монолітних залізобетонних фундаментів, а також армування його підшви.

$$\rho_{sep} = \frac{N}{A_s}$$

$$A_s = \frac{105}{\frac{a_{cr} \cdot E_s \cdot z_1}{M_{ser} \cdot \sqrt[3]{d_s}} + \frac{3000}{\sigma \cdot h_0}}$$

Оскільки момент в фундаменті не виникає, то армування елемента приймаємо конструктивно.

При площі поперечного перерізу фундаменту $150 \times 60 = 9000 \text{ см}^2$ площу арматури приймаємо $4,50 \text{ см}^2$.

Приймаємо 6 Ø10 А400 для армування фундаменту.

2.2. Дослідницький розділ

Вступ

В сучасних умовах ринкових відносин на основні ролі виходять питання економії коштів на всіх етапах будівельного виробництва від виготовлення будівельних матеріалів і конструкцій до введення готового об'єкта будівництва в експлуатацію.

До конструкцій, що відповідають умовам економії матеріальних і трудових ресурсів можна віднести багатопустотні плити безопалубочного формування. Насучасні 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.

Нова для вітчизняних підприємств технологія безопалубочного формування дає можливість будівельним підприємствам купити плити перекриття:

- довжиною до 12 м з кроком через 0,1 м, з ідеально рівними поздовжніми і поперечними торцями, причому короткі сторони плити можуть розташовуватися під кутом до осі виробу. Подібна номенклатура і конфігурація плит дозволяє архітекторам не підлаштовувати крок внутрішніх і зовнішніх несучих стін будівлі під модульний проліт, а передбачати в проекті об'ємно-планувальні рішення, що максимально відповідають інтересам замовника;
- з гладкими верхньої і нижньої площинами виробу. Цим вони різко відрізняються від плит, виготовлених традиційним конвеєрним або стендовим способом, з верхньої частіше за все не дуже рівною поверхнею. Ця особливість дозволяє знизити трудовитрати і матеріаломісткість робіт по закладенню стиків і швів плит перекриттів.

Крім цього, залізобетонні вироби, виготовлені методом безопалубочного формування, мають одне значне відмінність: така технологія виключає можливість установки стропувальних петель, тому вантажно-розвантажувальні і монтажні роботи з подібними конструкціями виконуються тільки з використанням беспетлевого захоплення. Плити перекриттів безопалубочного формування вимагають наявності спеціальних вантажозахватних пристроїв, як на складі готової продукції заводу-виготовлювача, так і на будівельному майданчику.

Мета роботи – скласти розрахункову схему багатопустотної залізобетонної плити перекриття, защемленої в цегляну кладку, яка б вірно описувала напружено-деформований стан такої конструкції.

Задачі дослідження.

Досягнути відповідності результатів розрахунків за методом скінчених елементів з результатами експериментальних досліджень.

Об'єкт дослідження – залізобетонні збірні перекриття.

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:

порівняльний аналіз напружено-деформованого стану плит перекриття при їх розрахунку за приблизною методикою, запропонованою УралпромбудНДІпроект і при їх розрахунку за методом скінчених елементів за спрощеною розрахунковою схемою.

Практична значимість магістерської роботи полягає в тому, що отримані результати дослідження дозволяють зменшити трудомісткість робіт при виконанні розрахунків збірних залізобетонних плит.

Апробація роботи.

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

Огляд досліджень

Плити безопалубочного формування виготовляють у відповідності до ДСТУ Б В.2-6-53:2008 «Конструкції будинків і споруд. Плити перекриттів залізобетонні багатопустотні для будівель і споруд. Технічні умови» та у відповідності до креслень, що надаються постачальниками обладнання, а також у відповідності до серії ИЖ 568-03 «Плиты перекрытий железобетонные многопустотные предварительно напряженные стенового безопалубочного формирования высотой 220 мм, шириной 1200 мм, армированные высокопрочной проволокой класса Вр-II», серії 0-453-04 «Плиты перекрытий железобетонные предварительно напряженные стенового безопалубочного

формования», серії ИЖ 509-93 «Панели перекрытий железобетонные многопустотные предварительно напряженные стенового безопалубочного формования».

Технологія безопалубочного формування принципово відрізняється від традиційної для вітчизняних заводів будіндустрії конвеєрного або стенового методів, за допомогою яких виготовляються пустотні плити перекрыття або залізобетонні вироби інших видів. При безопалубочному формуванні виконуються наступні операції:

- підготовка формувальних доріжок, їх очищення та змащування;
- армування виробів: укладання на всю довжину доріжки робочої арматури періодичного профілю для виробів без попереднього напруження і високоміцного дроту, її кріплення на упори і натяг за допомогою домкратів для попередньо напружених конструкцій;
- на напрямні, що йдуть на всьому протязі доріжки, встановлюється формувальна машина, основу якої становить вибропрес;
- в бункер формувальної машини заливається бетонна суміш;
- бетонна суміш, що володіє високою пластичністю, пропускається через пуансон, в результаті чого на формувальній доріжці утворюється безперервна смуга товщиною 220 мм з овальними порожнечами;
- формувальна доріжка з готовою смугою вкривається теплозахисним пологом, який за рахунок температури всередині укриття забезпечує рівномірний прогрів виробу;
- полог забирається, а домкрати демонтуються після досягнення виробом відпускнуої міцності;
- затверділа стрічка за допомогою спеціального напівавтоматичного інструменту розрізається на прямокутні або трапецієподібні плити необхідної довжини;
- готові плити надходять на склад готової продукції, а формувальна доріжка готується до прийому наступної партії.

Така технологія дозволяє випускати плити перекриттів безопалубочного формування довжиною до 12 м.

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

При використанні плит у перекриттях будинків з обпиранням на кладку несучих стін із цегли, керамічних або бетонних дрібних блоків, а також при великоблочних і панельних стінах із платформними вузлами обпирання перекриттів варто зробити додаткові розрахункові перевірки на тріщиностійкість нормальних перерізів по гранях опор і похилих перерізів у кінців плит.

У кінців плит, заведених у кладку стін або затиснутих у платформних вузлах панельних стін, від навантажень понад їхню власну масу виникають опорні (негативні) згинальні моменти, які повинні сприйматися неармованим бетонним перерізом плит (на довжині прослизання арматури й на початку зони заанкерування). Величини моментів защемлення, обумовлених опором матеріалу стін повороту кінців плит на опорах, залежать від багатьох факторів:

- величини й розподіли навантаження;
- довжини прольоту (кут повороту осі вільно обпертої плити при рівномірному навантаженні пропорційний довжині прольоту в третьому ступені);
- модуля деформацій і міцності матеріалу стін;
- характеристик розчинних швів навколо забитого кінця плити й рівня їх обтиснення.

Ступінь защемлення плит у стінах різної конструкції підлягає експериментальному визначенню.

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

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

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

- б) 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 $\gamma_f = 1,0$.

При закладі кінців плит на глибину до 150 мм у стіни будинків з матеріалу з міцністю на стиск менше 2 МПа плити можуть бути застосовані під повне розрахункове навантаження, зазначену в кресленнях даної серії.

У кінців плит, заведених у стіни формується складний напружений стан (Рисунок 2.2).

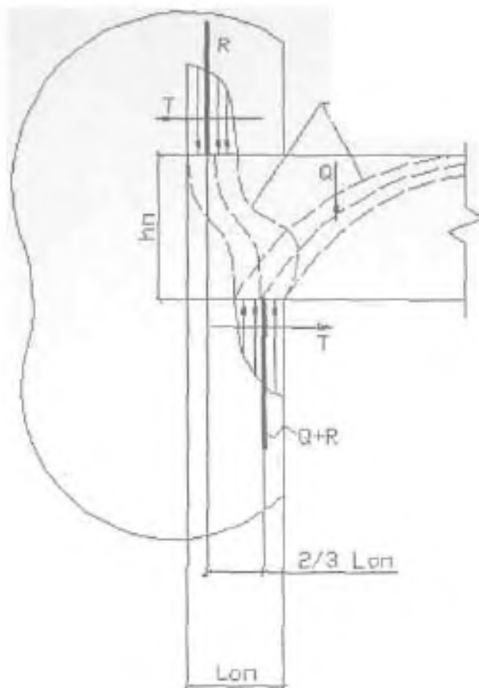


Рисунок 2.2 - Розподіл зусиль у кінця плити, защемленої у стіні.

Залежно від глибини обпирання, міцності й деформативності матеріалу стіни можливі різні траєкторії розвитку тріщин (Рисунок 2.3).

У плитах, що мають у верхньої грані конструктивну поздовжню ненапружену арматуру й поперечне армування в ребрах, розвиток тріщин зі зменшенням моменту защемлення припиняється й зберігається працездатність нормальних і похилих перерізів.

Для плит, армованих тільки поздовжніми високоміцними арматурами, тріщини в нормальних і похилих перерізах в опорах неприпустимі, оскільки з їхньою появою може бути вичерпана міцність плит на зріз.

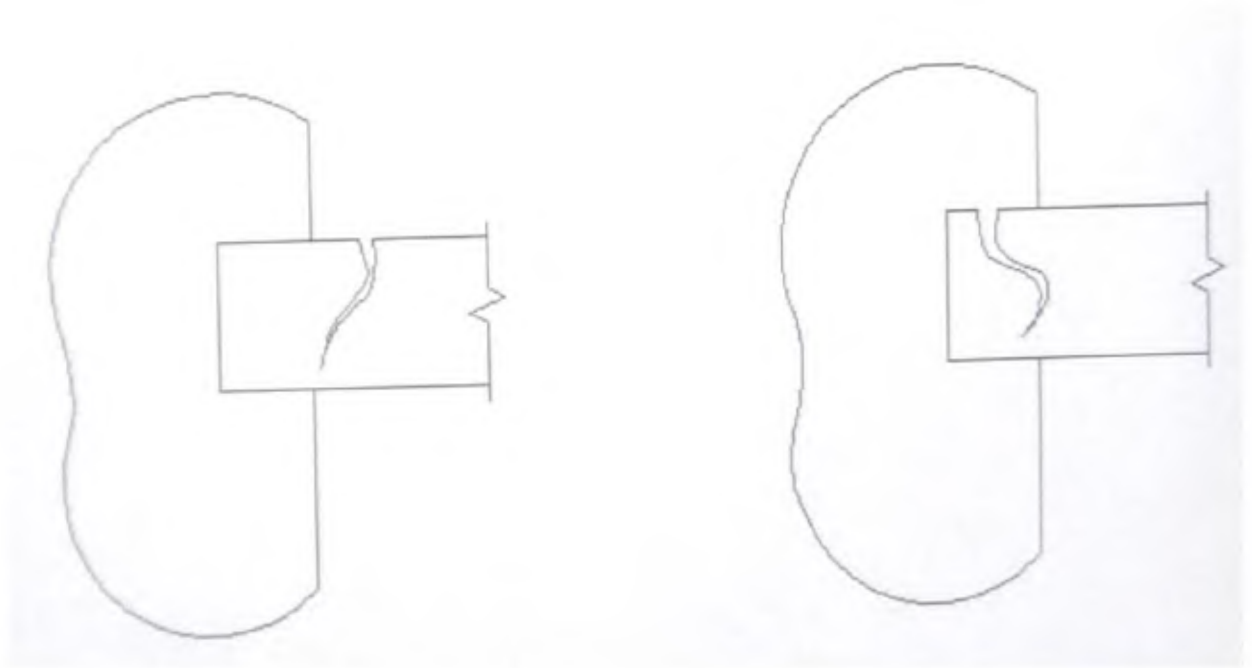


Рисунок 2.3 – Варіанти розвитку тріщин, виявлені при дослідженнях

Варто перевіряти виконання наступних умов:

$$M_{оп} \leq \bar{M}_{cdt} = W_{pl} \cdot f_{cdt}$$

$$V_{Ed} \leq bhf_{cdt};$$

$$\frac{3M_{on}}{2l_{on}} \leq bhf_{cdt}$$

де: $W_{pl} = 1,75W_0$ – пластичний момент опору для нормального перерізу плити без врахування арматур. Величини моментів опору для плит, розроблених у даної серії наведені в таблиці 2.3, там же зазначені величини моментів \bar{M}_{cdt} ;

f_{cdt} - розрахунковий опір бетону осьовому розтягненню по ДБН В.2.6-98:2009

b - сумарна ширина ребер у розрахунковому перерізі плити;

l_{on} - довжина площадки обпирання плити на стіну;

h - висота перерізу плити.

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 $l_{on} \leq 150$ мм наведені на рис 2.4 у вигляді графіків залежно від розрахункового прольоту $l_p = L - \frac{2}{3}l_{on}$.

Таблиця 2.3 Характеристики перерізів плит для проведення розрахункових перевірок

Висота перерізу плити, h , мм	Ширина плити, мм	Момент інерції J_0 см ⁴	Момент опору по верхній грані см ³		Величина, опорного моменту, що допускається $M_{оп}$, кН·м, для плит з бетону	
			пружний W_0	пластичний W_{pl}	С 25/30	С 32/40
220	1200	88700	7950	13900	14,2	16,6
	1500	113130	10190	17800	14,5	16,9
300	1200	202000	13200	23100	23,5	27,5
	1500	260140	17080	29900	24,3	28,5
400	1200	425800	20770	36350	36,9	43,3
	1500	554850	27200	47600	38,6	45,3

Із графіків ясно, що плити довжиною до 4 м (з висотою перерізу 220 мм) можуть використовуватися в перекриттях, обпертих на несучі стіни будинків із цегли й дрібних бетонних блоків при навантаженнях до 16 кПа й більше. У плитах довжиною більше 6,3 м навіть навантаження встановлені ДБН В.2.6-98:2009 для будинків масової забудови можуть створити небезпечні опорні

моменти. Для плит довжиною більше 7,2 м моменти тріщиноутворення відповідають навантаженням понад власну масу порядку 0,4 кПа. Тому плити довжиною більше 7,2 м не повинні застосовуватися із защемленням на опорах.

Оцінка можливості застосування плит у перекриттях великопанельних будинків може бути виконана тільки після випробування вузлів з'єднання стін і перекриттів.

Для зменшення опорних моментів глибину закладу плит у стіни рекомендується призначати мінімально необхідний для надійного обпирання на кладку - $l_{оп min} \geq 65$ мм.

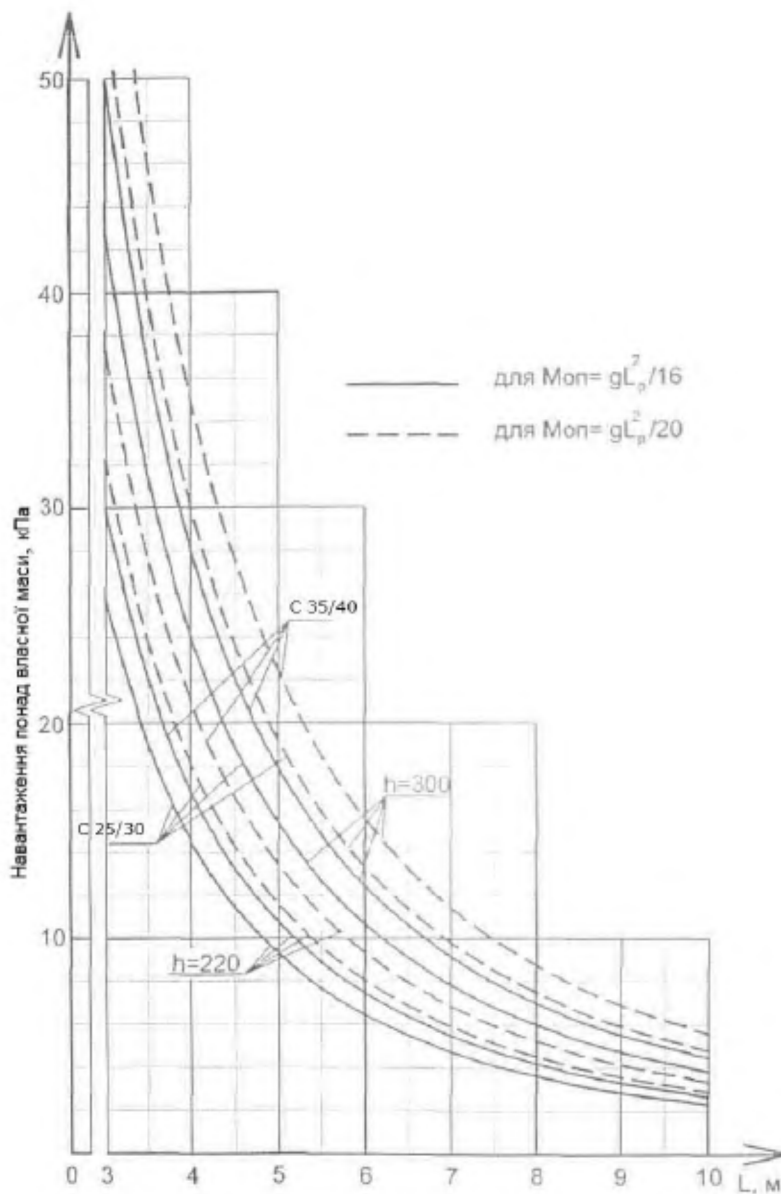


Рисунок 2.4 - Графік залежності навантаження і прольоту плити для різних класів бетону і висот плит.

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 2.5).

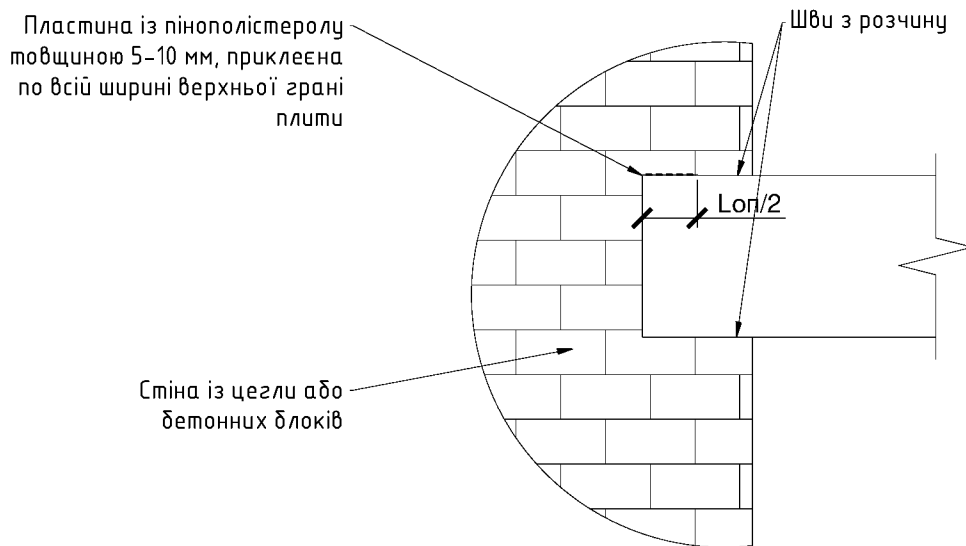


Рисунок 2.5 - Варіант зменшення опорного згинального моменту в плиті, при защемленні її в цегляну кладку.

Також в напрямку дослідження роботи защемлених 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 Вр1400 (ВР-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 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. (Таблиця 2.4)

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 наведено на рисунку 2.6 Апроксимація конструктиву виконана тривимірними KE-36 - універсальними просторовими восьмивузловими ізопараметричними скінченими елементами. Розміри всіх об'ємних скінчених елементів 2×2×2 см.

Таблиця 2.4 - 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	С32/40	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		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)

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/м². Для всіх об'ємних елементів, відповідно до властивостей матеріалів, з яких вони виконані, визначені модуль деформації 1-го порядку і коефіцієнт Пуассона: цегляна кладка - $E = 250000$ Т/м², $\nu = 0,25$; розчин в шві - $E = 150000$ Т/м², $\nu = 0,17$; бетон плити - $E = 300000$ Т/м², $\nu = 0,17$. Розчинний шов моделювався похилими стержнями перерізом 2×2 см, з шарнірами у вузлах сполучення з плитою.

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 стержнях, 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. Ізополя наведені в таблиці 2.5.

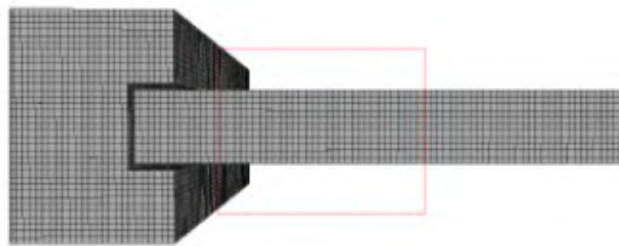
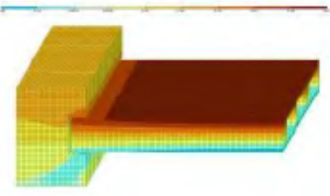
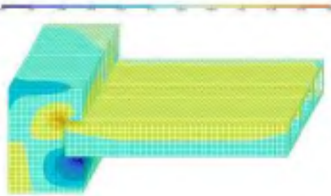
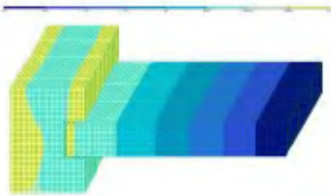
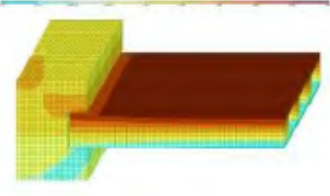
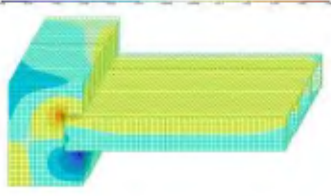
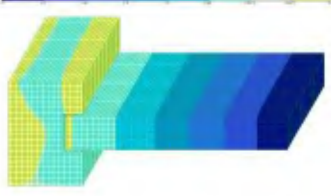
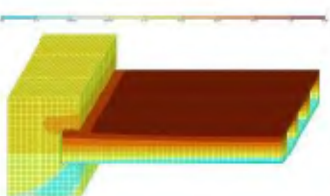
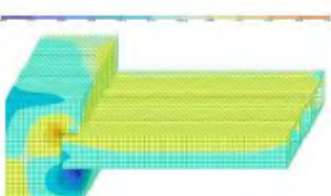
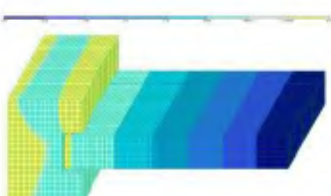
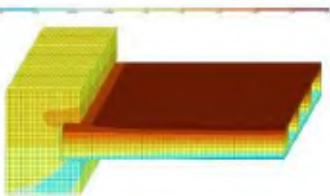
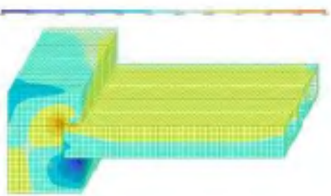
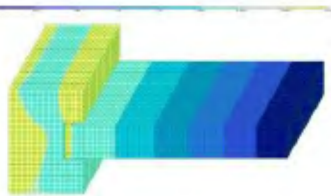


Рисунок 2.6 - Варіант зменшення опорного згинального моменту в плиті, при защемленні її в цегляну кладку.

Таблиця 2.5 Ізополя переміщень в опорному вузлі.

	Ізополя переміщень конструкції по осі X	Ізополя переміщень конструкції по осі Y	Ізополя переміщень конструкції по осі Z
Початкова модель			
Перша ітерація			

	Ізополя переміщень конструкції по осі X	Ізополя переміщень конструкції по осі Y	Ізополя переміщень конструкції по осі Z
Друга ітерація			
Третя ітерація			
Четверта ітерація			
Результуюче поле			

Інтегральна верифікація отриманих теоретичних результатів виконувалися шляхом проведення експериментальних досліджень, причому, на натурних зразках. Кількість зразків - 2. Проліт плит склав 6,3 м, армування - 5Ø12 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 + AC: 2008, IDT.Еврокод-2 і EN 1168: 2005 + A2: 2009 (E), Додаток J, включаючи і порівняння результатів з теоретичними контрольними навантаженнями.

Додаткова програма – випробування плити на міцність, жорсткість і тріщиностійкість, проводиться відповідно до вимог ДСТУ Б В.2-6-7-95 при дії

рівномірно розподіленого навантаження. В процесі цих випробувань також повинна бути встановлена ступінь защемлення плити в кам'яній кладці.

Однак недоліком цієї розрахункової моделі є трудомісткість її складання. Значно простішою є розрахункова схема, що складається зі стрижневих скінчених елементів.

Обґрунтування розрахункової схеми залізобетонної плити безопалубочного формовання, защемленої в цегляну кладку

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.

У відповідності до норм розрахунку, зусилля в плитах перекриття визначаються як в шарнірно обпертій балці. При цьому розрахункова схема для такої конструкції буде мати вигляд, зазначений на **Ошибка! Источник с сылки не найден.**2.7.

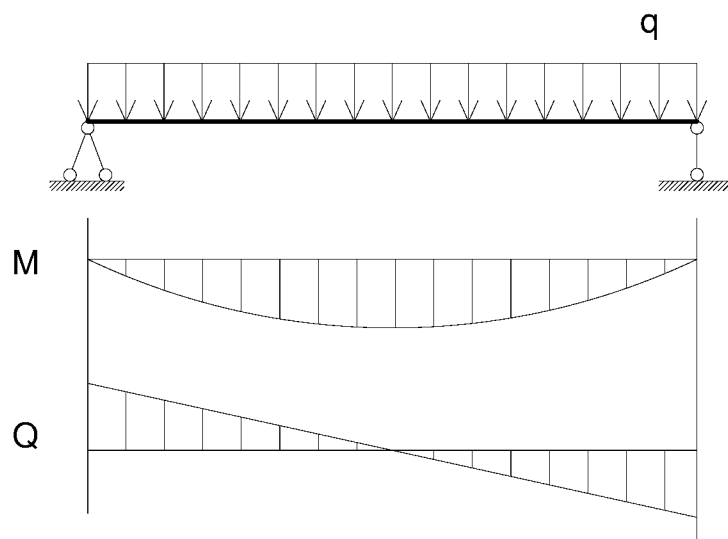


Рисунок 2.7 - Розрахункова схема багатопустотної плити при розрахунку у відповідності до норм проектування.

Однак, в реальних умовах роботи для безкаркасних будівель, плити перекриття є защемленими в кладку стін. Цим фактором нехтують при розрахунку плит перекриття, однак ця умова може зменшити згинальний момент в середині плити перекриття, що дозволить зменшити армування плити перекриття при новому будівництві, або збільшити її несучу здатність для уже існуючих будівель.

Розглядати плити перекриття, як защемлену жорстко балку це не коректно, внаслідок обмеженої жорсткості цегляної кладки, в яку защемлена плита, а також внаслідок складного напружено-деформованого стану самого вузла защемлення (Рисунок 2.2). Як бачимо з рисунку, у вузлі защемлення виникають як стискаючі напруження, так і напруження розтягу. Оскільки цегляна кладка не сприймає зусиль розтягу, то ці ділянки повинні виключатися з роботи.

Найбільш оптимальною для описання реальної роботи такої плити є тривимірна розрахункова модель із об'ємних скінчених елементів (Рисунок 2.6 - Варіант зменшення опорного згинального моменту в плиті, при защемленні її в цегляну кладку.

). Однак ця розрахункова модель має той недолік, що кількість скінчених елементів, з яких складається розрахункова схема є дуже великою і для вирішення конкретної локальної задачі, такої, наприклад, як визначення опорного згинального моменту чи максимальної поперечної сили вона себе не виправдовує.

Для таких задач більш ефективними є плоскі розрахункові схеми, в яких кількість скінчених елементів зведена до мінімуму.

На наш погляд найбільш наближеною до реальної роботи конструкції є розрахункова схема, наведена на Рисунок 2.8 з моделюванням вузла спирання, наведеного на Рисунок 2.9.



Рисунок 2.8 - Розрахункова схема плити при її розрахунку з урахуванням заземлення в цегляну кладку.

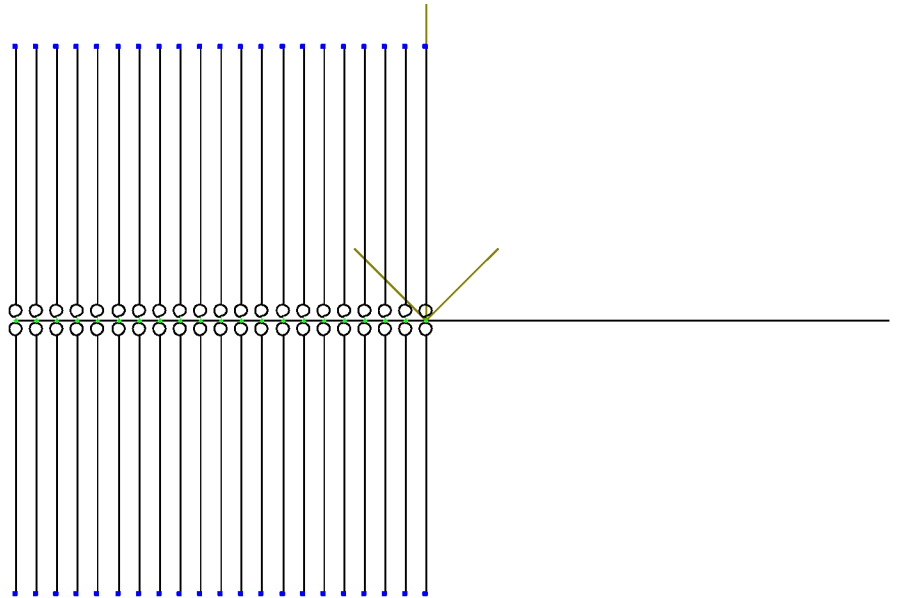


Рисунок 2.9 - Вузол заземлення плити перекриття в кладку стіни.

В цій розрахунковій схемі горизонтальні елементи моделюють багатопустотну залізобетонну плиту перекриття, а вертикальні елементи на опорі плити перекриття моделюють конструкцію стіни.

Такий метод розрахунку можна використовувати при покроковому розрахунку розрахункової схеми. При цьому на першому етапі розрахунку в розрахункову схему включаються всі вертикальні елементи. Після розрахунку визначаються зусилля в елементах і виключаються з неї всі вертикальні елементи, що зазнають розтягу, оскільки кладка стін не може сприймати розтягуючих зусиль.

Важною складовою завдання розрахункової схеми є завдання жорсткості елементів, що моделюють конструкцію, тим більше, що в запропонованій розрахунковій схемі ціла конструкція моделюється стрижневим скінченим елементом.

В роботі Азізова Т.Н. [5] показана можливість моделювання збірного диску перекриття у вигляді перехресної стрижневої системи з достатнім ступенем точності. При цьому кожна плита розглядалася як набір поздовжніх і поперечних елементів (Рисунок 2.10).

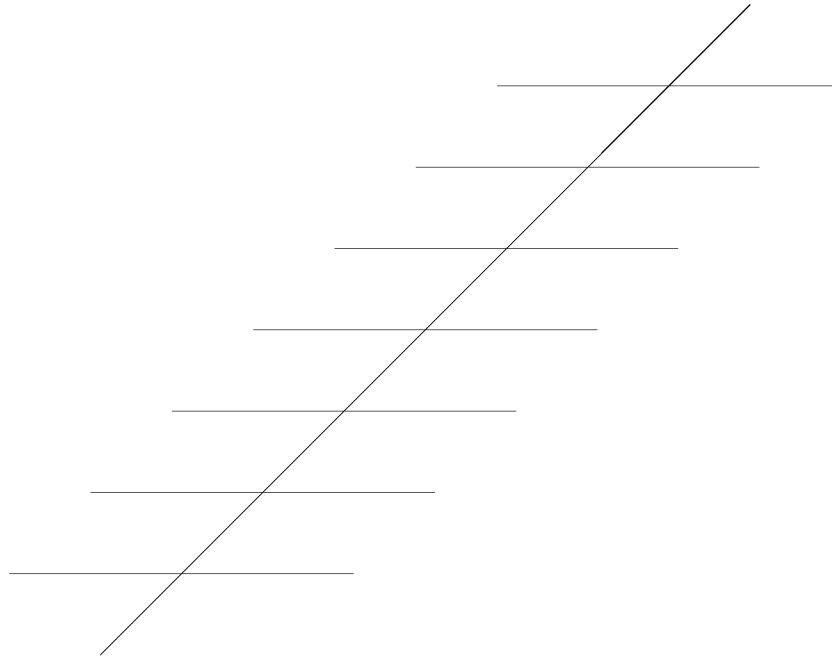


Рисунок 2.10 - Моделювання плити перекриття стрижневими скінченими елементами за методикою Азізова Т.Н.

При цьому поздовжній елемент повинен повністю описувати жорсткість плити перекриття, а поперечні елементи приймаються з жорсткістю, еквівалентною згинальній жорсткості плити в поперечному (по ширині плити) напрямку.

Таке моделювання виконувалося для дослідження сумісної роботи плити в складі диску перекриття. Поперечні елементи включалися в розрахункову схему для перерозподілу зусиль між плитами. В нашому випадку необхідність в поперечних елементах відпадає і залишається лише поздовжній елемент.

Жорсткість плити визначається за методами будівельної механіки із перерізу (Рисунок 2.11). 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 .

Площу перерізу, зазначену на Рисунок 2.11 визначаємо за формулою:

$$A = b \cdot h - n \cdot \frac{\pi d^2}{4}$$

- момент інерції відносно осі Y за формулою:

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} - n \cdot \frac{\pi d^4}{64}$$

де b – ширина перерізу плити;

h - висота перерізу плити;

d – діаметр отвору;

n – кількість отворів в перерізі.

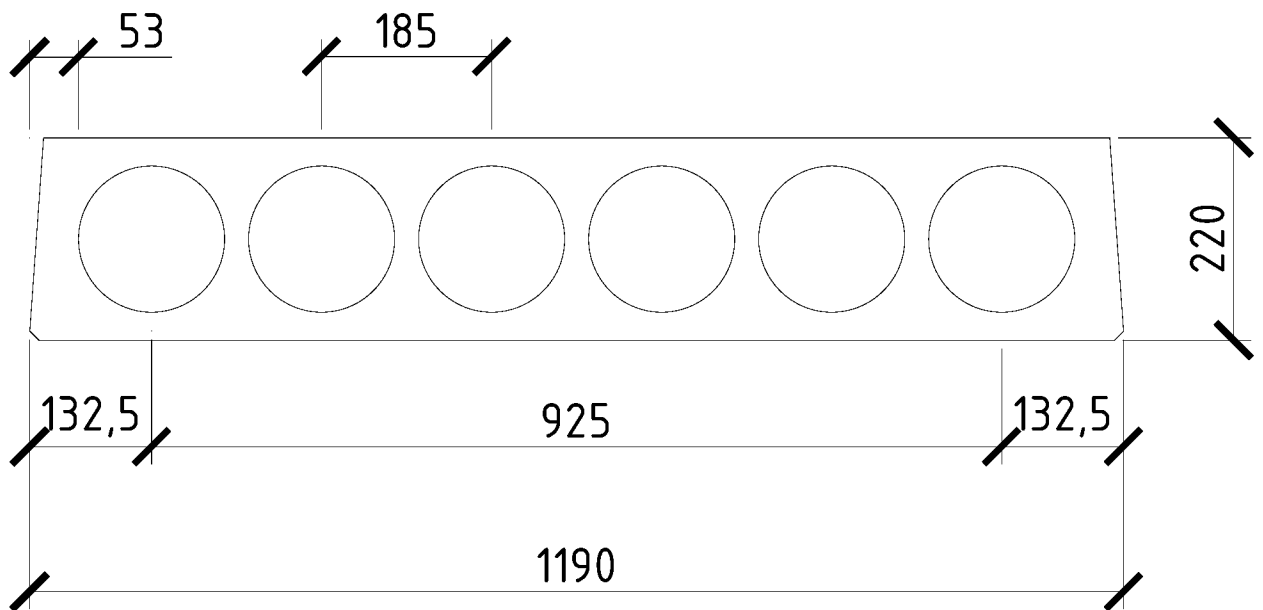


Рисунок 2.11 - Схема поперечного перерізу багатопустотної плити шириною 1200 мм.

В результаті визначення геометричних характеристик отримаємо:

Таблиця 2.6 - Геометричні характеристики круглопустотної плити для розрахунку на ЕОМ.

Геометричні характеристики	Ширина плити
	1,2 м
Площа перерізу, $A, \text{см}^2$	1426,7
Момент інерції відносно осі Y , $I_y, \text{см}^4$	86768,8

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

Стіни приймаємо із цегли, тому жорсткість елементів, що моделюють стіну, приймаємо у відповідності до жорсткості цегляної кладки. Довжину стержнів приймемо рівною 100 мм. В розрахункову схему вводимо стержні прямокутного перерізу з заданими розмірами. Оскільки припускається, що ширина цегляної 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 150 мм і розбитті цієї відстані на 10 елементів, висота перерізу елемента, що моделює кладку приймається рівною $h = 1,5$ см. 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, у відповідності до табл. 8.3 приймається для глиняної цегли і будівельного розчину загального призначення $K = 0,45$;

α, β – константи, що приймаються 0,65 і 0,25 відповідно;

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

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

В такому випадку

$$f_k = 0,45 \cdot 10^{0,65} \cdot 4,5^{0,25} = 2,93 \text{ Н/мм}^2$$

А модуль пружності приймаємо рівним

$$E = 2930 \text{ Н/мм}^2$$

$$E_{long\ term} = \frac{2930}{1 + 0,1} = 2660 \text{ Н/мм}^2$$

Для розрахунку завантажимо розрахункову схему рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю $q = 10 \text{ кН/м}$. Навантаження прикладаємо лише на ділянку стержня, що моделює плиту перекриття в межах між вертикальними стержнями.

Точність даного розрахунку 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.

При розрахунку системи до корегування отримані наступні епюри згинальних моментів:

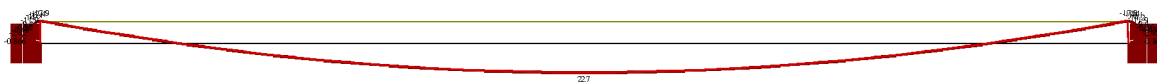


Рисунок 2.12 - Епюра згинальних моментів до виконання корегування розрахункової схеми.

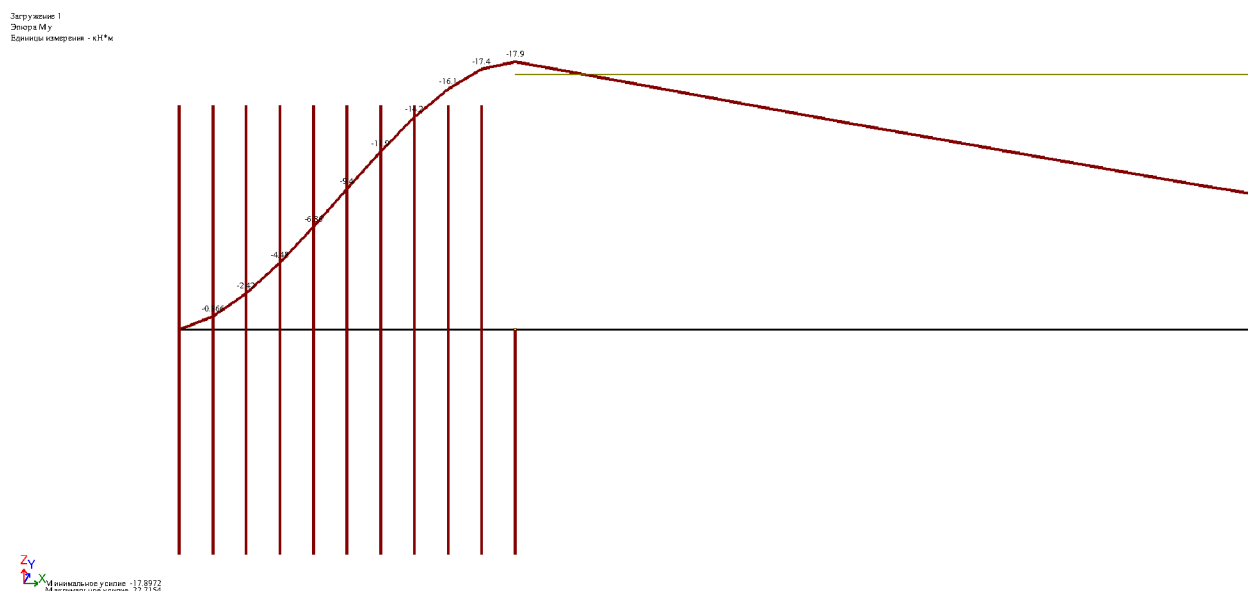


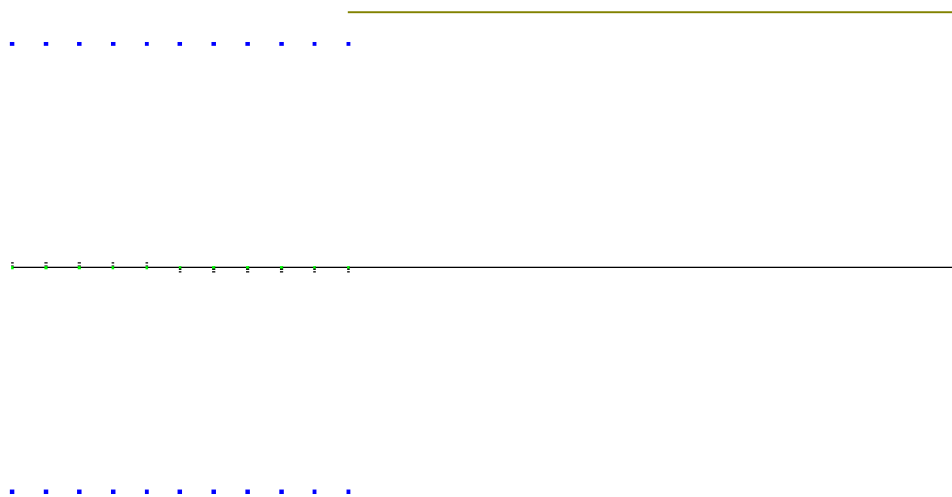
Рисунок 2.13 - Розподіл згинальних моментів в опорному вузлі, до корегування розрахункової схеми.

Після визначення розтягнутих елементів, що моделюють кладку стіни, виключаємо їх із розрахункової схеми і повторюємо розрахунок. Після корегування розрахункова схема отримає наступний вигляд:



Рисунок 2.14 - Розрахункова схема після корегування.

Згружені 1



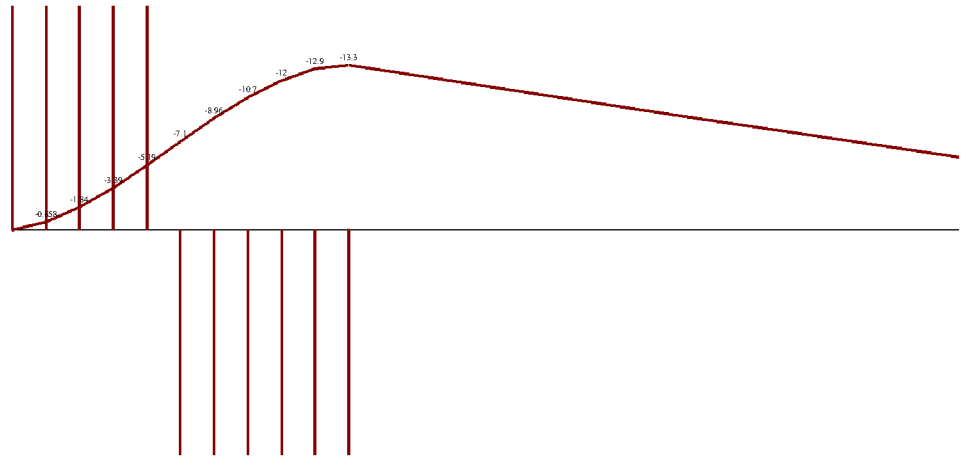
Z_y
Z_x

Рисунок 2.15 - Опорний вузол розрахункової схеми після корегування.

А епюра згинальних моментів після корегування прийме вигляд:



Рисунок 2.16 - Епюра згинальних моментів після виконання корегування розрахункової схеми



З у
Максимальне у значення - 13.2509
Мінімальне у значення - 0.5519

Рисунок 2.17 - Розподіл згинальних моментів в опорному вузлі, після корегування розрахункової схеми

На основі отриманих результатів визначаємо згинальний момент на опорі, якій дорівнює $M_{оп} = 13,25 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Якщо визначення такого моменту виразити через величину навантаження і проліт, то отримаємо:

$$M_{оп} = Kql_0^2; K = \frac{1}{25}$$

де l_0 – розрахункова довжина плити перекриття, яка визначається із формули:

$$l_0 = l - 2 \cdot l_{оп} + 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot l_{оп} = 6000 - 2 \cdot 150 + 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot 150 = 5800 \text{ мм}$$

Даний висновок максимально наближений до коефіцієнта, отриманого експериментальним шляхом в УралпромбудНДІпроект, де коефіцієнт приймається рівним $K = \frac{1}{20} \div \frac{1}{24}$. Тобто це доказує можливість використання запропонованої розрахункової схеми при виконанні інженерних розрахунків.

Виконаємо порівняльний аналіз пролітного моменту, якій в значній мірі впливає на армування плити. При розрахунку плит з урахуванням защемлення згинальний момент в середині прольоту дорівнює $M = 27,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$. При розрахунку плити перекриття за загальноприйнятими методиками, вона

розглядається як шарнірно обперта балка, тобто максимальний згинальний момент в середині прольоту визначається за формулою:

$$M_{max} = \frac{ql_0^2}{8}$$

В нашому випадку

$$M_{max} = \frac{10 \cdot 5,8^2}{8} = 42,05 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

В такому випадку зменшення максимального згинального моменту при врахування защемлення плити в цегляну кладку, становить 39 %, і, як наслідок, призводить до економії робочої арматури в плиті перекриття.

Однак при цьому необхідне додаткова перевірка необхідності армування плити перекриття в опорній зоні, де виникає від'ємний згинальний момент.

Висновки

У відповідності до виконаних порівнянь з експериментальними дослідженнями, виконаними в УралпромбудНДІпроект і в Харківському національному університеті міського господарства імені О.М. Бекетова можна зробити висновок, що запропонована розрахункова схема з достатнім ступенем точності описує напружено-деформований стан багатопустотної плити перекриття, защемленої в цегляну кладку і може використовуватися при проектуванні плит перекриття.

РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЇ ТА ОРГАНІЗАЦІЇ БУДІВНИЦТВА

3.1. Умови будівельного виробництва

Будівельний майданчик знаходиться в межах міста Білопілля. Підвіз ґрунту на будмайданчик проводиться з відстані 5км, піску - 8км. Відстань до найближчої залізничної станції 10км, доставки залізобетонних конструкцій та бітуму - 8км.

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 прийнятий поверхневий, розосереджений за рахунок запроєктованих поздовжніх та поперечних уклонів доріг, майданчиків та газонів.

Забезпечення будівельними матеріалами та машинами здійснюється матеріально-технічною базою генерального підрядчика будівництва.

3.2. Технологія виконання будівельних процесів з розробкою технологічної карти.

Загальні положення

Дана технологічна карта розроблена на кладку зовнішніх і внутрішніх несучих стін, внутрішніх міжквартирних і міжкімнатних цегельних перегородок з монтажем перемичок над віконними й дверними прорізами, монтажем сходових маршів і майданчиків, монтажем плит перекриття баштовим краном при зведенні типового поверху надземної частини житлового будинку.

До складу робіт, розглянутих у карті, входять:

- подача будівельних матеріалів і виробів для кладки стін і монтажу збірних залізобетонних елементів, кладочного розчину баштовими краном МКГ25 на робочі місця мулярів;

- кладка несучих зовнішніх стін а також внутрішніх перегородок товщиною 65мм;

- укладання збірних залізобетонних перемичок за допомогою баштового крана над віконними й дверними прорізами по ходу кам'яної кладки;

- монтаж сходових маршів і майданчиків за допомогою баштового крана над віконними й дверними прорізами по ходу кам'яної кладки;

- монтаж збірних залізобетонних плит перекриття паралельно з виконанням кам'яної кладки;

- установка, переміщення й розбирання інвентарного риштування за допомогою баштового крана.

До початку виконання кам'яних робіт на типовому поверсі кожної секції повинні бути виконані наступні роботи:

- повністю закінчені всі роботи з монтажу міжповерхових перекриттів, сходових маршів, блоків ліфтових шахт, вентиляційних блоків і сміттєпроводу нижче розташованих поверхів;

- виконане огороження ділянок міжповерхового перекриття, що підлягають замоноличиванню;

- доставлені й складовані на будівельному майданчику в зоні дії баштового крана всі необхідні матеріали й вироби (рисунок 3.1);

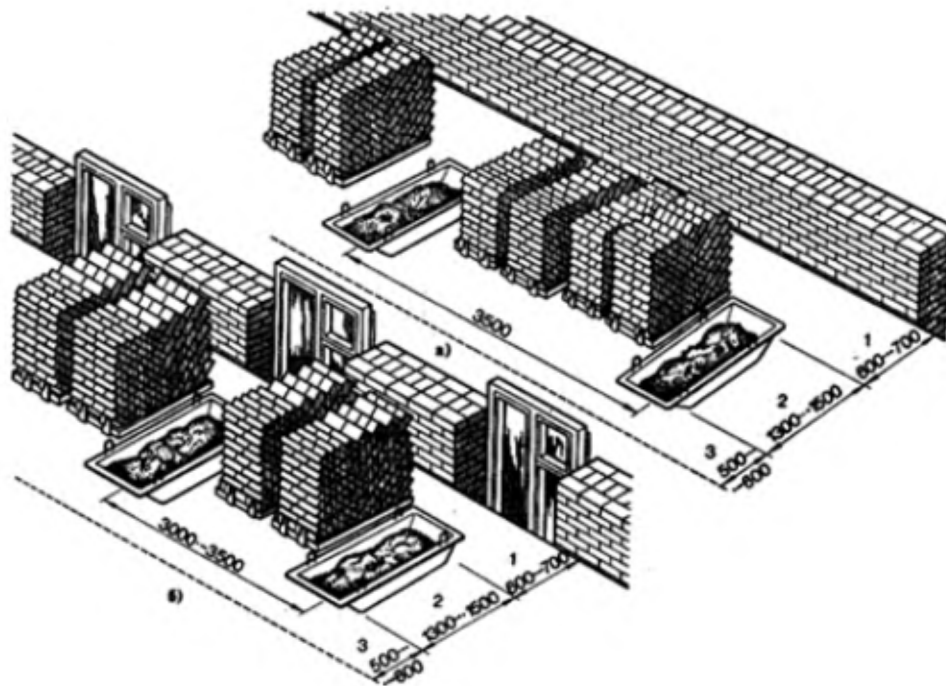


Рисунок 3.1 - Робочі місця мулярів

а- при кладці суцільних стін, б- при кладці стін із прорізами,

зони:

1 - робоча, 2 - матеріалів, 3 - транспортна

- підготовлені до роботи необхідні пристосування, реманент, засоби індивідуального захисту працюючих, засоби підмоцнення й інструменти;

- робітники й інженерно-технічні працівники, зайняті на кам'яних і супровідних монтажних роботах ознайомлені із проектом провадження робіт і навчені безпечним методам праці.

Визначення обсягів робіт

Обсяги кам'яних, завантажувально-розвантажувальних і монтажних робіт при цегельній кладці зовнішніх, внутрішніх стін і перегородок з монтажем перемичок представлені в таблиці

Обсяги основних робіт при зведенні несучих зовнішніх, внутрішніх стін, перегородок, укладанню перемичок дверних і віконних прорізів, монтажі сходових маршів і майданчиків

Таблиця 3.1

№ п/п	Найменування робіт	Одиниця виміру	Обсяг робіт
1	Кладка зовнішніх несучих стін товщиною 510мм із керамічної цегли	м ³	121.09
2	Кладка внутрішніх несучих стін товщиною 510мм із керамічної цегли	м ³	155.87
3	Кладка міжкімнатних перегородок товщиною 65мм	м ²	144.73
4	Укладання збірних залізобетонних перемичок віконних і дверних прорізів баштовим краном	1 отвір	50
5	Подача піддонів з керамічною цеглою до 400 шт. на піддоні баштовим краном	1000 шт	109.5
6	Подача кладочного розчину в ящиках ємністю по 0,25м баштовим краном	1 м ³	67.67
7	Установка, перестановка й розбирання інвентарного риштовання для кладки баштовим краном	10 м ³ кладки	28.64
8	Установка сходових маршів або укладання плит сходових майданчиків	шт	4
9	Установка елементів балконів і лоджій	шт	7
10	Установка об'ємних блоків ліфтових шахт	шт	1
11	Укладання плит перекриттів і покриттів	шт	11
12	Укладання плит перекриттів і покриттів	шт	56

Вказівки по прийманню, складуванні й зберіганню матеріалів і конструкцій

При прийманні будівельних матеріалів перевіряється наявність документів про якість (паспортів, сертифікатів, висновків і т.п.) і проводиться порівняння даних, представлених у них з результатами огляду, вимірів, а випадках сумнівів їх вірогідності, з даними лабораторних випробувань.

Цегла, застосовувана для кам'яної кладки, повинні відповідати ДСТУ на дані будівельні матеріали. Якість доставленої на поверх цегли у ході кладки перевіряється виконавцями робіт (мулярами) візуальним оглядом.

Збірні залізобетонні елементи не повинні мати відколів, тріщин, виступів металевої арматур на поверхню. На бічній поверхні незмивною фарбою повинно бути нанесене їхнє маркування.

Металева арматура, армируючі кладочні сітки й стрижні повинні бути без видимих ознак корозії.

Розчин, застосовуваний для кам'яної кладки, повинен мати рухливість не менш 7см. У зимових умовах провадження робіт до складу кладочного розчину повинні вводитися домішки вапна й пластифікуючі хімічні домішки луку (ПМЩ) у кількості, що не перевищує 0,8г на 1кг цементу. У зимових умовах виробництва кам'яних робіт температура будівельного розчину на момент його відвантаження повинна бути не нижче +25°C, а на момент укладання в стіну - + 10°C. При температурі зовнішнього повітря нижче -15°C повинен застосовуватися розчин на одну марку вище проектної.

Забороняється застосовувати цеглу, камені керамічні, збірні залізобетонні елементи й товарний розчин, на які постачальником не представлені документи якості.

Пакети із цеглою й керамічними каменями складуються на піддонах у зоні дії баштового крана рядами із зазором між піддонами 100...120мм. Через 3...4 ряду піддонів повинен бути залишений прохід шириною 0,7...1.0м. Допускається зберігання пакетів із цеглою й каменями штабелями на прокладках, висотою штабеля не більш 2-х ярусів.

Збірні залізобетонні перемички складуються в штабелі на дерев'яних інвентарних підкладках і прокладках товщиною не менше 50 мм. Розміщення підкладок і прокладок повинне бути не більше 200мм від торців складованих виробів. Висота штабеля не повинна перевищувати більше трьох рядів по висоті.

Доставка кладочного розчину на об'єкт будівництва здійснюється автосамоскидами. З метою недопущення його розшаровування, подача розчину на робоче місце мулярів баштовим краном здійснюється тільки після його перевантаження в ящики через шнековий агрегат для приймання,

перемішування й видачі кладочного розчину із примусовим побудником. У зимових умовах провадження робіт повинен бути організоване електропідігрівання розчину на місці його перевантаження в ящики.

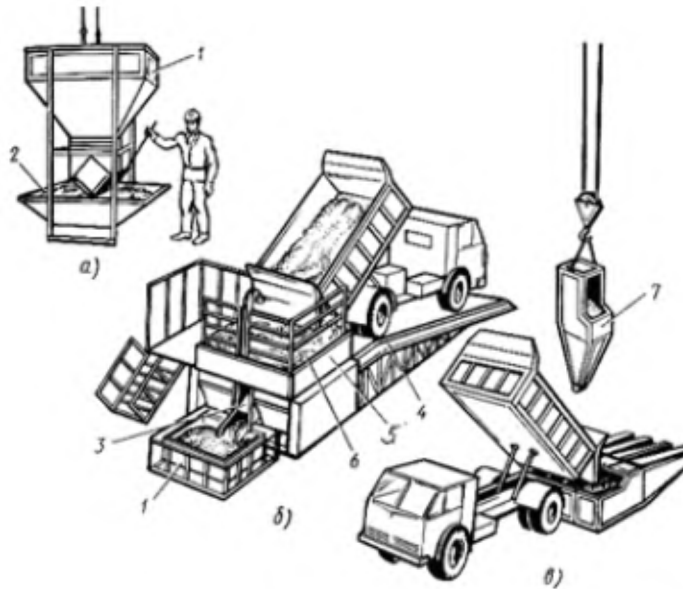


Рисунок 3.2 - Розподільчий бункер і перевантаження розчину
а - розподільчий бункер; б - перевантаження розчину з
автосамоскида в розподільчий бункер; в - те ж, у поворотні бадді; 1
- розподільчий бункер; 2 - ящик для розчину; 3 - затвор для видачі
розчину; 4 - естакада; 5 - змішувач; 6 - сітка змішувача; 7 - баддя

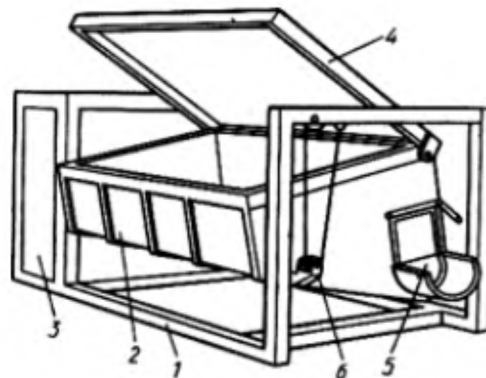


Рисунок 3.3 - Установа для приймання, перемішування й
порціонної видачі розчину

1- рама, 2- ємність із гвинтом усередині для перемішування
розчину, 3 - моторний відсік, 4- кришка, 5- секторний затвор для
видачі розчину, 6- підвіска

Вказівки за технологією виконання робіт

При виконанні робіт по цегельній кладці будинок розбивається на захватки, а захватки на ділянки залежно від кількості ланок. Цегельна кладка поверху, по висоті, розбивається на яруси висотою не більш 1,2м.

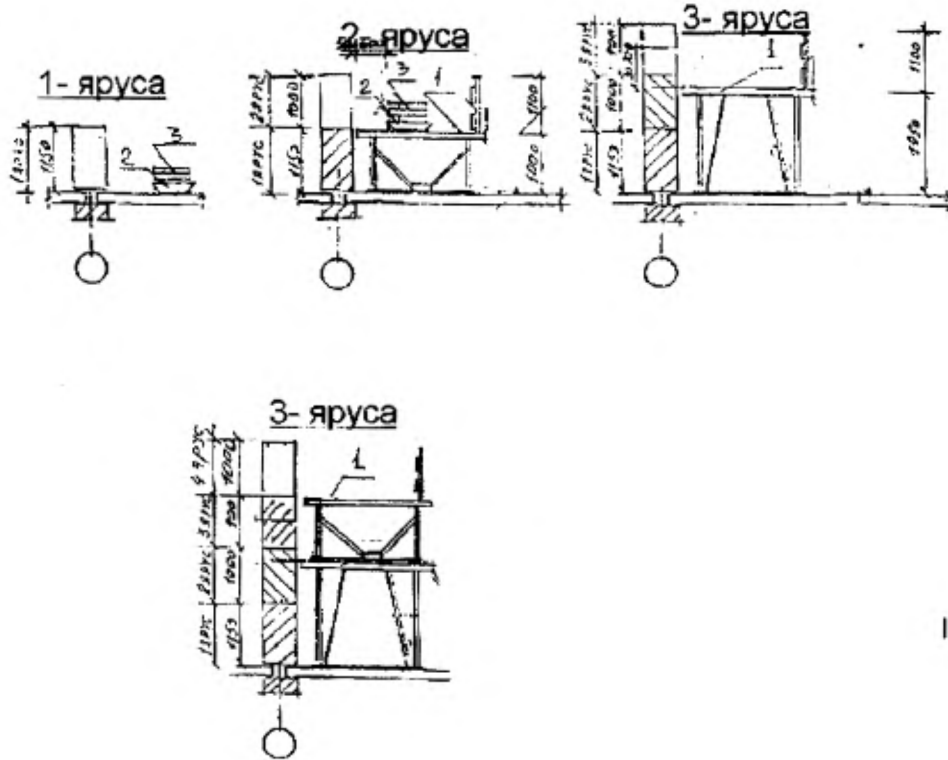


Рисунок 3.4 - Схема організації цегельної кладки внутрішніх стін по ярусах:

1- подмости; 2- ящик з розчином; 3- піддон із цеглою

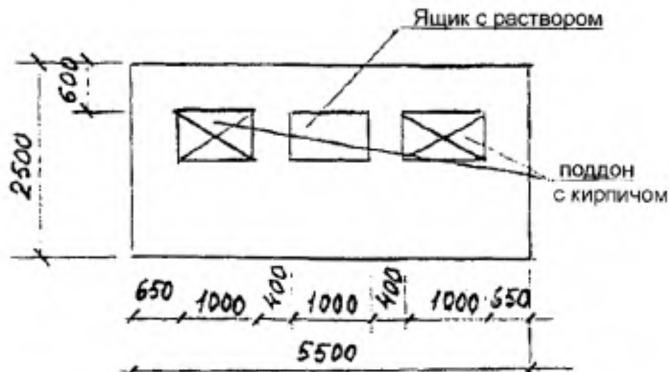


Рисунок 3.5 - Схема завантаження риштовання при експлуатації

Перший ярус виконується безпосередньо з настилу перекриття. Наступні ярусу викладаються із шарнірнопанельних риштовань ППУ-4. При кладці стін і перегородок на висоту 0,7м від робочого настилу й відстані від його рівня за стіною до поверхні землі (перекриття) більш 1,3м робітники зобов'язано застосовувати запобіжні пояси.

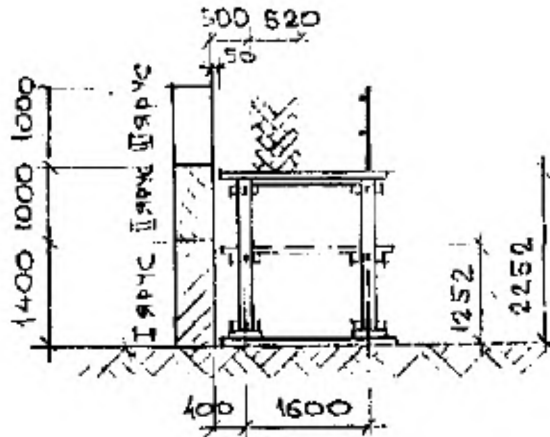
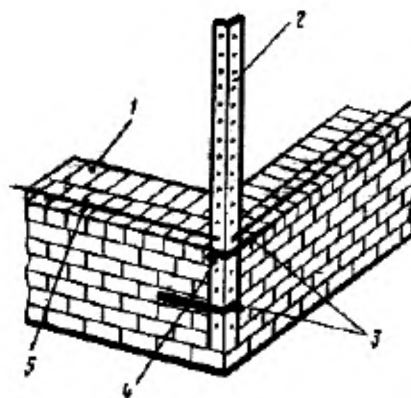


Рисунок 3.6 - Схема кладки по висоті з металевих трубчастих безболтових лісів

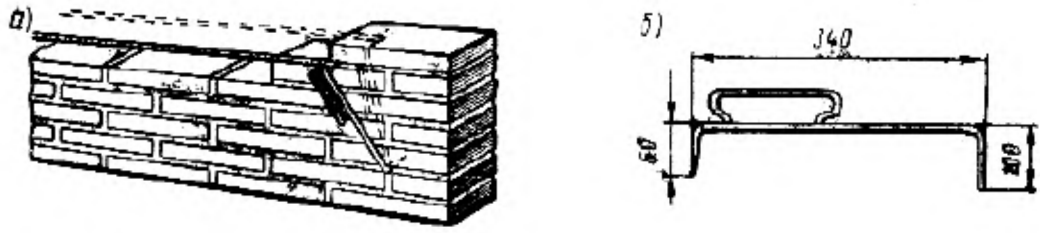
Монтаж збірних конструкцій ведеться паралельно із цегельною кладкою згідно. Збірні з/б перемички кладуть по ходу кладки. Також під час кладки проводиться облицювання різним лицювальними матеріалами із кріпленням їх у кладці за допомогою дроту, скоб, анкерів.

Процес цегельної кладки складається з наступних операцій:

- установка порядовок;



- установка й перестановка причалки;



- подача цегли й розкладка його по стіні;

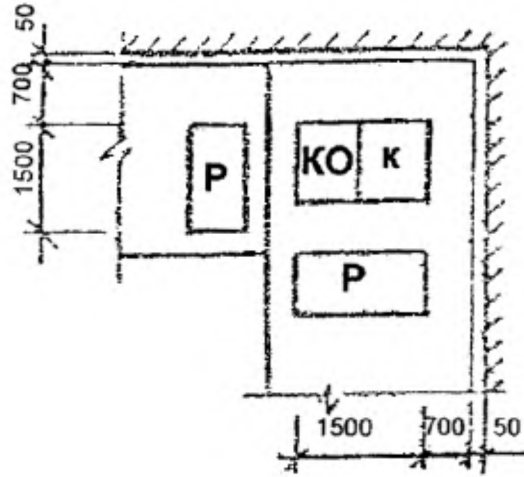
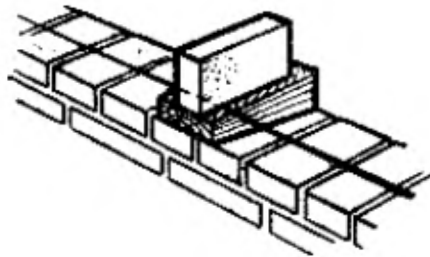
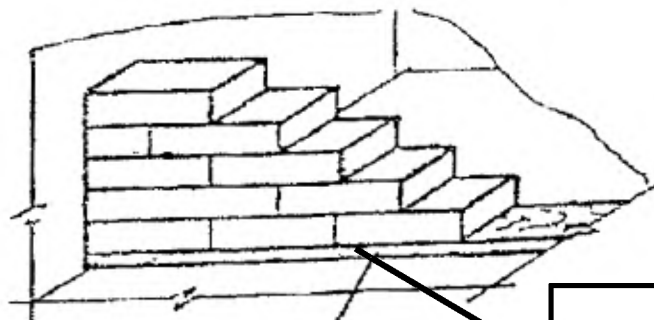


Рисунок 3.7 - Схема розкладки матеріалів при кладці кута

- установка маяків



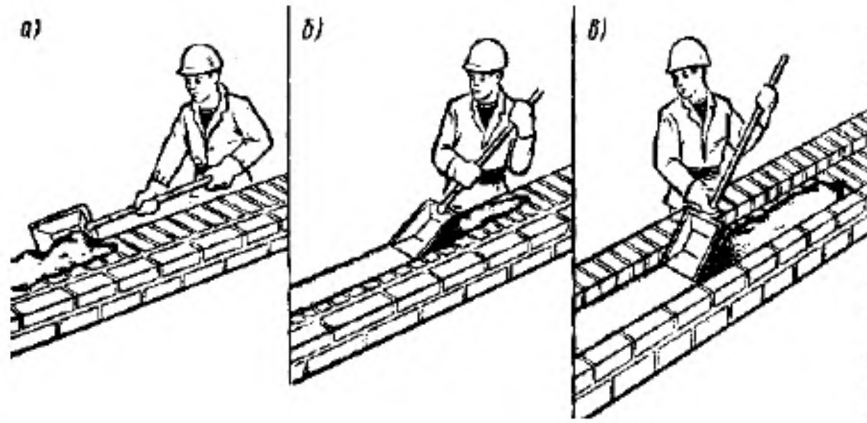
Установка маякової цегли



Антисептована

Влаштування маяків при кладці перегородок

- перелопачування, подача, розстеляння й розрівнювання розчину на стіні;



- укладання цегли у конструкцію (у верстові ряди, у забудку);

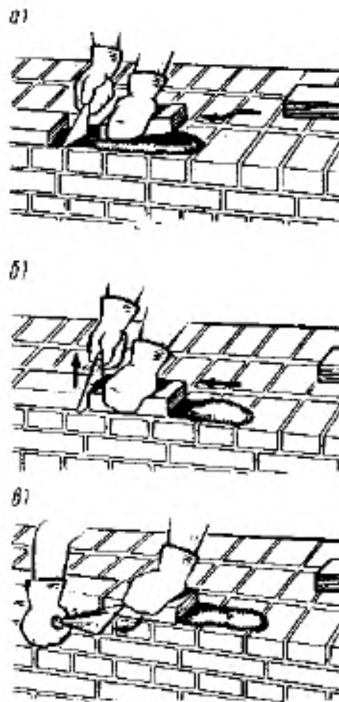


Рисунок 3.8 - Укладання цегли способом:

а - початок роботи; б - посадка цегли на місце; в - підрізування розчину

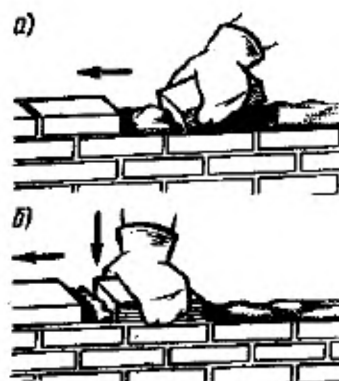


Рисунок 3.9 - Кладка цегли способом вприсик:

а - початок роботи; б - посадка цегли на місце

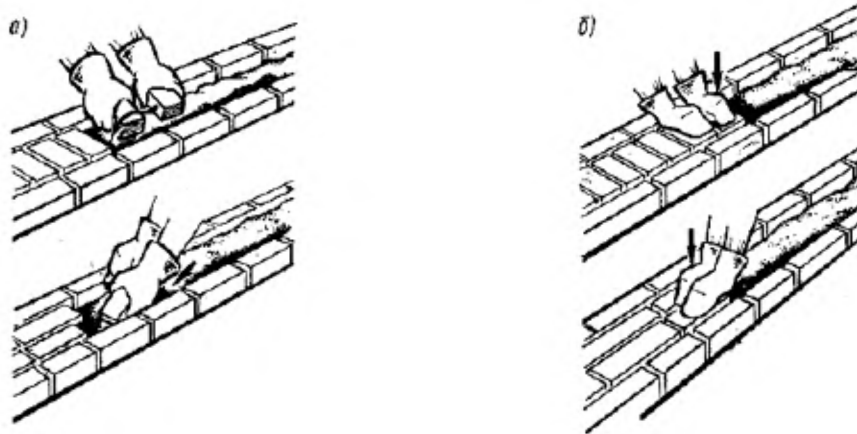
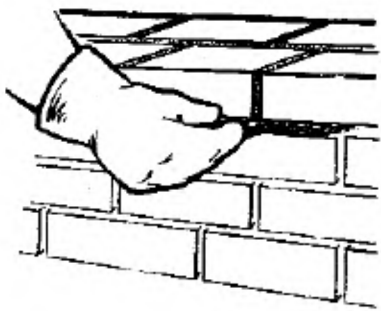


Рисунок 3.10 - Кладка забутовки:

а - початок роботи; б - посадка цегли на місце

- розшивка швів (при кладці під розшивку);



- перевірка правильності кладки;

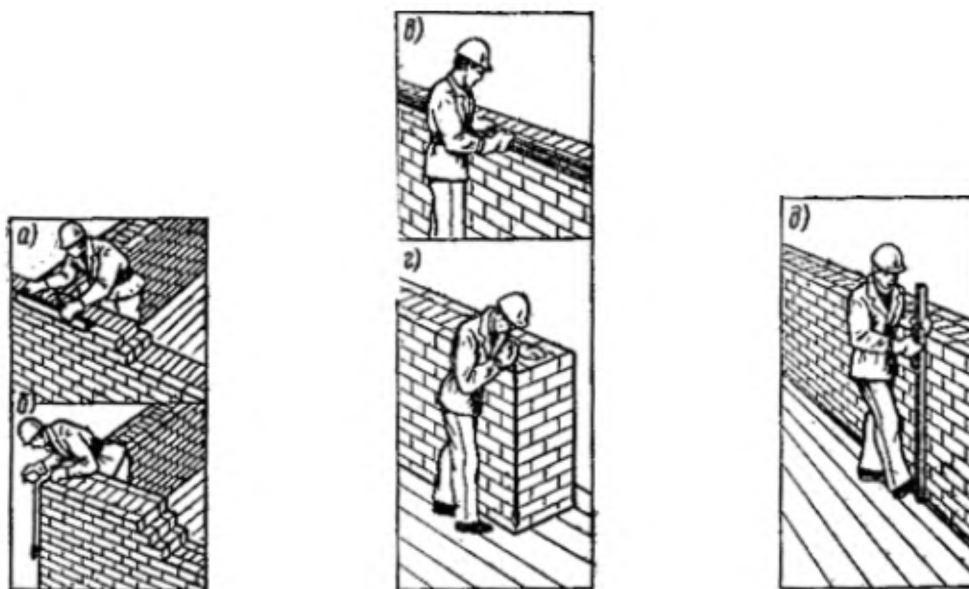


Рисунок 3.11 - Приймання перевірка правильності кладки:

а - кута косинцем; б - вертикальності кута виском; в - горизонтальності стіни правилом з рівнем); г - вертикальності прогину виском; д - вертикальності стіни правилом з рівнем);

- рубання цегли (у міру потреби)

Матеріально-технічні ресурси

Ефективне і якісне виконання робіт зі зведення кам'яної кладки передбачає використання спеціального інструмента, пристосувань і реманенту.

Інструмент включає виробничий інструмент муляра й контрольно-вимірювальний інструмент.

До *основного виробничого інструменту* відносяться кельма, молоток-кірочка, розчинна лопата, розшивка.

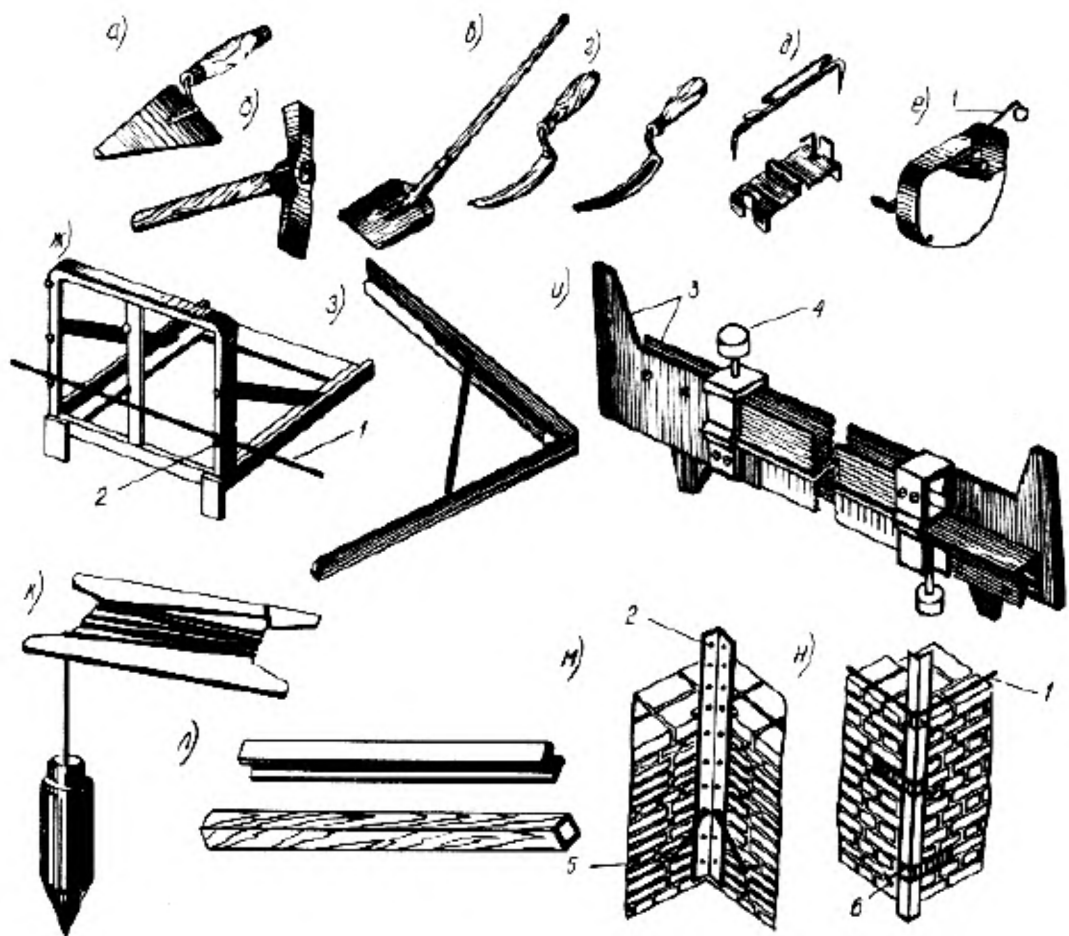


Рисунок 3.12 - Виробничий інструмент і пристосування:

а - кельма; б - молоток-кірочка; в-в- розчинна лопата; г-г- розшивка ввігнута й опукла; д - причальні скоби; е -причальний шнур у корпусі; ж - проміжний маяк; з -кутовий шаблон; і-шаблон із двох лінійок; до-к- висок; л - правило; м-м- порядовка для внутрішніх кутів; н - порядовка для зовнішніх кутів; 1 - причальний шнур; 2- фіксатор;

3 - розсувні лінійки; 4 - притискний гвинт; 5 - гаки-тримачі; 6 - скоба із гвинтовим

Для перевірки якості кладки використовують *контрольно-вимірювальний інструмент* - складаний метр, рулетка, рівень і шаблон.

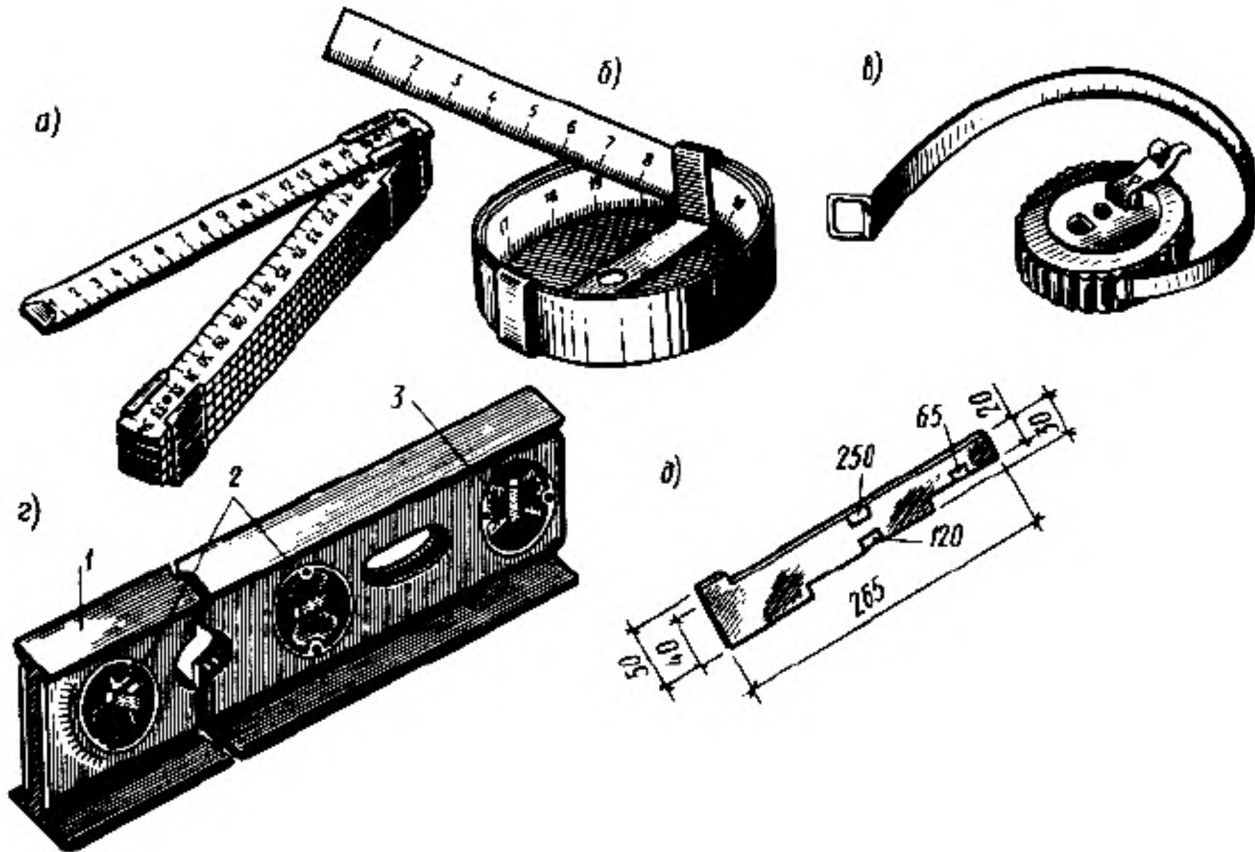


Рисунок 3.13 - Контрольно-вимірювальний інструмент:

а-а- складаний метр; б-б- рулетка довжиною 2 м; в-в- рулетка довжиною 20 м; г-г- рівень; д-д- шаблон для сортування цегли й каменів; 1 - корпус; 2- ампули; 3- кришка

Правила техніки безпеки

При виконанні цегляної кладки

При виробництві кам'яних робіт виконувати вимоги ДБН.

Забороняється залишати на стінах непокладені стінові матеріали, інструмент, будівельне сміття,

Не допускається кладка стін будинку на висоту більш двох поверхів без пристрою міжповерхових перекриттів.

При кладці стін із внутрішнього риштування обов'язкова установка захисних козирків по всім периметру будинку згідно ДБН. Робітники при установці й знятті козирків повинні працювати із запобіжними поясами.

Над входом у сходові клітки необхідно встановити навіси розміром 2,0х2,0м

Забороняється перебування людей на поверхах нижче того, на яким проводяться будівельно-монтажні роботи (на одній захватці), а також у зоні переміщення вантажу краном.

Зони, небезпечні для руху людей під час цегельної кладки повинні бути обгороджені й позначені добре видимими попереджувальними знаками.

Робочі місця обладнати необхідними огороженнями й запобіжними пристроями. Усі отвори в перекриттях, до яких можливий доступ людей, повинні бути закриті суцільним міцним настилом або мати огороження по всім периметру висотою 1,1м. Відкриті прорізи в стінах захищаються суцільним захисним огороженням. Отвору ліфтових шахт повинні бути перекриті щитами з дощок $\delta = 50\text{мм}$. Шахта між сходовими маршами повинна бути перекрита щитами, а марші обгороджені.

При кладці простінків використовувати інвентарні тимчасові огороження й працювати в закріплених запобіжних поясах.

Підйом на підмості й спуск із них проводиться по інвентарних сходах.

Проміжки більш 0,1м між риштуванням і настилами лісів закривати щитами, конструкція яких виключає можливість їх зрушення.

При провадженні робіт по цегельній кладці в темний час доби робоче місце муляра повинне бути освітлене згідно з нормами.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Блажко В. П. О применении многопустотных плит безопалубочного формования в панельных и каркасных зданиях / В.П. Блажко. // Жилищное строительство. – 2013. – №10. – С. 7–10.
2. 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
3. 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
4. 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.
5. 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.
6. 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.
7. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. На заміну ДБН Б.2.2-12:2018 ; чинний від 2019-10-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2019. 177 с.
8. ДСТУ Б В.2.6-52:2008. Конструкції будинків і споруд. Сходи маршеві, площадки та огорожі сталеві. Технічні умови. На заміну ГОСТ 23120-78 ; чинний від 2010-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 20 с.

9. ДСТУ Б В.2.6-108:2010. Конструкції будинків і споруд. Блоки бетонні для стін підвалів. Технічні умови (ГОСТ 13579-78, MOD). На заміну ГОСТ 13579-78 ; чинний від 2011-07-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 17 с.
10. ДСТУ Б В.2.7-80:2008. Будівельні матеріали. Цегла та камені силікатні. Технічні умови. На заміну ДСТУ Б В.2.7-80-98 ; чинний від 2010-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 22 с.
11. ДСТУ Б В.2.7-23-95. Розчини будівельні. Загальні технічні умови. На заміну ГОСТ 28013-89, ГОСТ 4.233-86 ; чинний від 1996-01-01. Вид. офіц. Київ : ДП "УкрНДНЦ", 1995. 11 с.
12. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. На заміну ДБН В.2.6-31:2016 ; чинний від 2022-09-01. Вид. офіц. Київ : М-во розвитку громад та територій України, 2022. 23 с.
13. ДБН В.1.2-11:2021. Основні вимоги до будівель і споруд. Енергозбереження та енергоефективність. На заміну ДБН В.1.2-11-2008 ; чинний від 2022-09-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2022. 17 с.
14. ДСТУ Б В.2.7-45:2010. Бетони ніздрюваті. Загальні технічні умови. На заміну ДСТУ Б В.2.7-45-96 (зі скасуванням в Україні ГОСТ 12852.0-77, ГОСТ 12852.5-77) ; чинний від 2010-11-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. 29 с.
15. ДСТУ Б В.2.6-36:2008. Конструкції будинків і споруд. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією та опорядженням штукатурками. Загальні технічні умови. На заміну Уведено вперше ; чинний від 2009-06-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку та буд-ва України, 2009. 37 с.
16. ДСТУ Б В.2.7-61:2008. Будівельні матеріали. Цегла та камені керамічні рядові і лицьові. Технічні умови (EN 771-1:2003, NEQ). На заміну ДСТУ Б В.2.7-61-97 ; чинний від 2009-07-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 28 с.

- 17.ДСТУ Б В.2.6-53:2008. Конструкції будинків і споруд. Плити перекриттів залізобетонні багатопустотні для будівель і споруд. Технічні умови. На заміну ГОСТ 9561-91 ; чинний від 2010-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 25 с.
- 18.ДСТУ EN 14351-1:2020. Вікна та двері. Вимоги. Частина 1. Вікна та зовнішні двері (EN 14351-1:2006 + A2:2016, IDT). На заміну ДСТУ Б В.2.6-15:2011, ДСТУ Б В.2.6-23:2009 (ГОСТ 23166-99), ДСТУ Б В.2.6-99:2009 ; чинний від 2021-02-01. Вид. офіц. Київ : ДП "УкрНДНЦ", 2020. 56 с.
- 19.ДБН А.3.2-2-2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12). На заміну СНиП III-4-80* ; чинний від 2012-04-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку та буд-ва України, 2012. 116 с.
- 20.ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. На заміну ДБН В.1.1-7-2002 ; чинний від 2017-06-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2017. 35 с.
- 21.ДСТУ 7239:2011. Система стандартів безпеки праці. Засоби індивідуального захисту. Загальні вимоги та класифікація. На заміну Уведено вперше ; чинний від 2011-08-01. Вид. офіц. Київ : Держспоживстандарт України, 2011. 9 с.
- 22.ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. На заміну СНиП 2.03.01-84* ; чинний від 2011-06-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 68 с.
- 23.ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. На заміну ДБН В.1.2-14-2009 ; чинний від 2019-01-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2018. 30 с.

- 24.ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. На заміну СНиП 2.01.07-85 (за винятком розділу 10) ; чинний від 2007-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2006. 75 с.
- 25.ДСТУ Б В.1.2-3:2006. СНБС. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. На заміну СНиП 2.01.07-85 ; чинний від 2007-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2006. 13 с.
- 26.ДСТУ-Н Б В.2.6-205:2015. Настанова з проектування монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій будівель та споруд. На заміну Уведено вперше ; чинний від 2016-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2015. 25 с.
- 27.ДСТУ Б В.2.1-2-96. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація (ГОСТ 25100-95). На заміну ГОСТ 25100-82 ; чинний від 1997-04-01. Вид. офіц. Київ : ДП "УкрНДНЦ", 1997. 47 с.

Міністерство освіти і науки України
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АВТОМОБІЛЬНО-ДОРОЖНИЙ
УНІВЕРСИТЕТ
(м. Харків, Україна)
УНІВЕРСИТЕТ МИКОЛАСА РОМЕРИСА
(м. Вільнюс, Литва)
РИЗЬКИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
(м. Рига, Латвія)
УНІВЕРСИТЕТ ФІНАНСІВ І СТРАХУВАННЯ
(м. Софія, Болгарія)
КАЗАХСЬКИЙ АВТОМОБІЛЬНО-ДОРОЖНИЙ
ІНСТИТУТ ІМЕНІ Л.Б. ГОНЧАРОВА
(м. Алмати, Казахстан)
МІНГЯЧЕВІРСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
(м. Мінгячевір, Азербайджан)



МАТЕРІАЛИ
XVII Міжнародної науково-практичної конференції
«ПРОБЛЕМИ ТА ПЕРСПЕКТИВИ РОЗВИТКУ
ВИРОБНИЦТВА»

24 листопада 2023 р.

Харків
2023

Нестеренко В.Ю., Осьмірко І.В., Коваль І.Б. АНТИКРИЗОВЕ УПРАВЛІННЯ В СИСТЕМІ УПРАВЛІННЯ ЕКОНОМІЧНОЮ БЕЗПЕКОЮ ПІДПРИЄМСТВА

Нестеренко В.Ю., Болотова Т.М., Кривокінь О.С. АКТУАЛЬНІ АСПЕКТИ АНТИКРИЗОВОГО УПРАВЛІННЯ ПІДПРИЄМСТВОМ

Плиса В.Й. МЕХАНІЗМ ФОРМУВАННЯ І РЕАЛІЗАЦІЇ СТРАТЕГІЇ АНТИКРИЗОВОГО УПРАВЛІННЯ РЕСУРСНИМ ПОТЕНЦІАЛОМ СТРАХОВИКА В СОЦІАЛЬНО-ЕКОНОМІЧНИХ РЕАЛІЯХ ВОЄННОГО ЧАСУ

Редько А.С., Губенко Є.В. ВЛАШТУВАННЯ МІНІ-КОТЕЛЬНІ З ВИКОРИСТАННЯМ ТВЕРДОПАЛИВНОГО КОТЛУ (НА ПРИКЛАДІ БАГАТОПОВЕРХОВОГО ЖИТЛОВОГО БУДИНКУ) ЯК ПЕРСПЕКТИВА ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ СТАЛОГО РОЗВИТКУ

Редько А.С., Деділова Т.В., Олійник М.Ю. ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНІ АСПЕКТИ ВИКОРИСТАННЯ КОНСТРУКЦІЙ, ВИРОБЛЕНИХ З АЛЮМІНІЮ, У БУДІВНИЦТВІ ЖИТЛОВОГО БУДИНКУ

Редько А.С., Мартиненко В.О. ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ОБҐРУНТУВАННЯ ПІДСИЛЕННЯ НЕСУЧИХ КОНСТРУКЦІЙ ЖИТЛОВОГО БУДИНКУ МЕТОДОМ СТРУМЕНЕВОЇ ЦЕМЕНТАЦІЇ

Роговий С.І., Легкий О.І. ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ОБҐРУНТУВАННЯ ОБЛАШТУВАННЯ СИСТЕМИ ТЕПЛОЇ ПІДЛОГИ (НА ПРИКЛАДІ БАГАТОПОВЕРХОВОГО ЖИТЛОВОГО БУДИНКУ)

Савченко О.С., Савченко Л.Г., Гриньов В.В. ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНІ ЗАСАДИ УРАХУВАННЯ СУМІСНОЇ РОБОТИ ЗБІРНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КРУГЛОПУСТОТНИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ ПРИ РЕКОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ

Савченко О.С., Савченко Л.Г., Дермільов О.С. ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ КОНСТРУКЦІЇ НАСТИЛУ НА РОБОТУ ЛЕГКИХ МЕТАЛЕВИХ ФЕРМ

Савченко О.С., Савченко Л.Г., Кліщенко В.А. ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ОБҐРУНТУВАННЯ РОЗРАХУНКОВОЇ СХЕМИ ПЛИТИ БЕЗОПАЛУБОЧНОГО ФОРМУВАННЯ, ЗАЩЕМЛЕНОЇ В ЦЕГЛЯНУ КЛАДКУ

Савченко Л.Г., Молчанюк І.В. ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ОБҐРУНТУВАННЯ ВИКОРИСТАННЯ СИСТЕМИ АКТИВНОЇ ТЕПЛОІЗОЛЯЦІЇ ДЛЯ ОПТИМІЗАЦІЇ ВИКОРИСТАННЯ ЕНЕРГОРЕСУРСІВ

Федорук О.В., Дьомін В.М. МЕТОДИЧНІ ЗАСАДИ ОЦІНЮВАННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ УПРАВЛІННЯ ЛЮДСЬКИМ КАПІТАЛОМ

Федотова І.В., Архіпов О.В. ЗЕЛЕНА ЛОГІСТИКА ЯК КЛЮЧОВИЙ КОМПОНЕНТ ДЛЯ ДОСЯГНЕННЯ СТАЛОГО РОЗВИТКУ

Федотова І.В., Нечепуренко П.С. ВПЛИВ КРЕАТИВНОЇ ЕКОНОМІКИ НА ТРАНСПОРТНО-ЛОГІСТИЧНИЙ СЕКТОР

ферму виконуємо аналогічно, як і при розрахунку ферми, як окремої конструкції.

Панелі приймаємо шарнірно обпертими на верхній пояс ферми і шарнірно закріпленими між собою. Самі панелі розбиваємо на смуги, шириною 100 мм, причому передбачаємо жорстке закріплення смуг між собою, і тільки в місцях розташування піжпанельних швів передбачаємо розташування шарнірів. Жорсткість елементів, що моделюють смуги панелей назначаємо шляхом завдання в програмному комплексі Лира-САПР прямокутного перерізу з відповідним модулем пружності. Розміри перерізу призначено у відповідності до перерізу елемента, що він моделює (полка або ребро).

Із порівняльного аналізу видно, що плити настилу значно впливають на зусилля в елементах ферми. В найбільш навантажених елементах нижнього поясу зменшення зусилля розтягу на 12%, а в найбільш навантажених елементах верхнього поясу зменшення зусилля стиску на 30%. З проведеного порівняльного аналізу можна зробити висновок, що врахування плит настилу при розрахунку металевих ферм зазначеної конструкції значно вплине на економію матеріалу при виготовленні ферм.

ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ОБҐРУНТУВАННЯ РОЗРАХУНКОВОЇ СХЕМИ ПЛИТИ БЕЗОПАЛУБОЧНОГО ФОРМУВАННЯ, ЗАЦЕМЛЕНОЇ В ЦЕГЛЯНУ КЛАДКУ

*Савченко О.С., к.т.н., доцент
Савченко Л.Г., старший викладач
Кліщенко В.А магістрант*

Сумський національний аграрний університет

Технологія безопалубочного формування принципово відрізняється від традиційної для вітчизняних заводів будіндустрії конвеєрного або стендового методів, за допомогою яких виготовляються пустотні плити перекриття або залізобетонні вироби інших видів. При безопалубочному формуванні виконуються наступні операції:

- підготовка формувальних доріжок, їх очищення та змащування;
- армування виробів: укладання на всю довжину доріжки робочої арматури періодичного профілю для виробів без попереднього напруження і високоміцного дроту, її кріплення на упори і натяг за допомогою домкратів для попередньо напружених конструкцій;
- на напрямні, що йдуть на всьому протязі доріжки, встановлюється формувальна машина, основу якої становить вибропрес;
- в бункер формувальної машини заливається бетонна суміш;
- бетонна суміш, що володіє високою пластичністю, пропускається через пуансон, в результаті чого на формувальній доріжці утворюється безперервна смуга товщиною 220 мм з овальними порожнечами;

– формувальна доріжка з готовою смугою вкривається теплозахисних пологом, який за рахунок температури всередині укриття забезпечує рівномірний прогрів виробу;

– полог забирається, а домкрати демонтуються після досягнення виробом відпускнуї міцності;

– затверділа стрічка за допомогою спеціального напівавтоматичного інструменту розрізається на прямокутні або трапецієподібні плити необхідної довжини;

– готові плити надходять на склад готової продукції, а формувальна доріжка готується до прийому наступної партії.

У кінців плит, заведених у кладку стін або затиснутих у платформних вузлах панельних стін, від навантажень понад їхню власну масу виникають опорні (негативні) згинальні моменти, які повинні сприйматися неармованим бетонним перерізом плит (на довжині прослизання арматури й на початку зони заанкерування). Величини моментів защемлення, обумовлених опором матеріалу стін повороту кінців плит на опорах, залежать від багатьох факторів:

– величини й розподіли навантаження;

– довжини прольоту (кут повороту осі вільно обпертої плити при рівномірному навантаженні пропорційний довжині прольоту в третьому ступені);

– модуля деформацій і міцності матеріалу стін;

– характеристик розчинних швів навколо забитого кінця плити й рівня їх обтиснення.

Ступінь защемлення плит у стінах різної конструкції підлягає експериментальному визначенню.

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

при закладі кінців плит на глибину до 150мм 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

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

Розглядати плити перекриття, як защемлену жорстко балку це не коректно, внаслідок обмеженої жорсткості цегляної кладки, в яку защемлена плита, а також в наслідок складного напружено-деформованого стану самого

вузла заземлення. У вузлу заземлення виникають як стискаючі напруження, так і розтягуючі. Оскільки цегляна кладка не сприймає розтягуючих зусиль, то ці ділянки виключаються з роботи і дозволяють поворот плити у вузлі заземлення.

Точність даного розрахунку 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.

ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ОБҐРУНТУВАННЯ ВИКОРИСТАННЯ СИСТЕМИ АКТИВНОЇ ТЕПЛОІЗОЛЯЦІЇ ДЛЯ ОПТИМІЗАЦІЇ ВИКОРИСТАННЯ ЕНЕРГОРЕСУРСІВ

*Савченко Л. Г. старший викладач
Молчанюк І. В., магістрант ПЦБ
Сумський національний аграрний університет*

Використання системи активної теплоізоляції є обґрунтованим з техніко-економічної точки зору у зв'язку з рядом переваг та позитивних аспектів, що можуть виявитися у побудові та експлуатації будівель: зменшення витрат на опалення та кондиціонування, енергоефективність, збереження ресурсів, продовження терміну служби будівлі, створення комфортних умов для мешканців, редукція фінансових витрат, сприяння збереженню екології, адаптабельність до різних кліматичних умов тощо.

Постійне зростання цін на енергоносії змушує людей шукати більш логічні та ефективні підходи до використання ресурсів для забезпечення життєдіяльності. Досягнення енергетичної самодостатності та зменшення споживання енергії для опалення та виробництва є постійним викликом, що стоїть перед усіма країнами. Для нашої країни це питання має стратегічне значення, тому необхідно швидко та ефективно впроваджувати енергозберігаючі заходи як у житловому, так і в нежитловому фонді.

В Україні опалювальний сезон триває 170 днів, і дуже важливо зосередитися на економічно ефективних стратегіях збереження ресурсів, враховуючи кількість днів, необхідних для підтримання температурного режиму. У межах своєї спеціалізації я активно розробляю нову систему опалення та охолодження, яка дозволяє мінімізувати використання енергії. Ключовою особливістю цієї системи є те, що вона може бути застосована до будівель, збудованих у періоди надмірного споживання енергії. Наразі існують сотні тисяч застарілих будівель, які терміново потребують енергоефективних рішень, і ми прагнемо задовольнити цю потребу швидко та доступно.

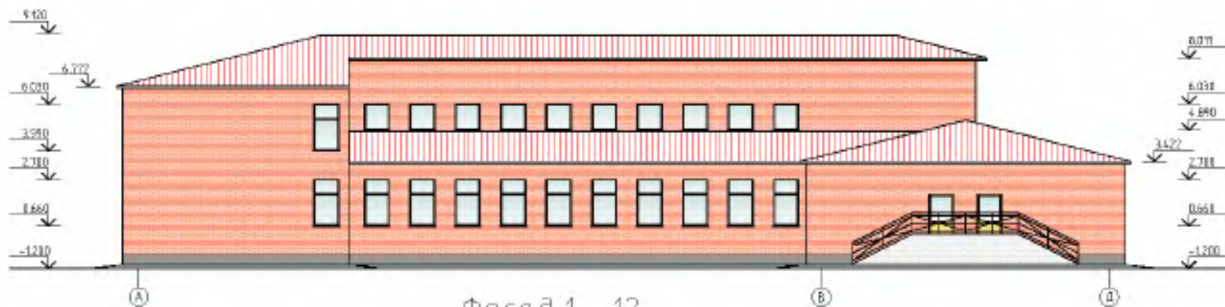
Дитячий садок в м. Білоп'лля

Виконав: Кліщенко Владислав Анатолійович

Керівник:

к.т.н. Савченко Олександр Сергійович

Фасад А - Д



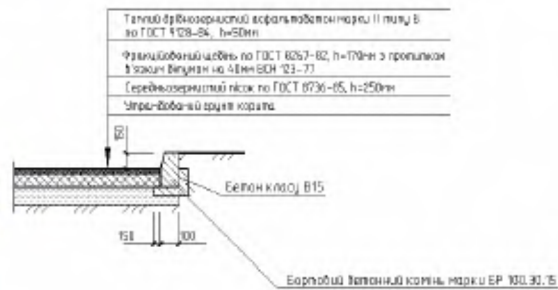
Фасад 1 - 12



Генеральний план



Конструкція дорожнього одягу



Експлікація будівель та споруд

Номер по експлікації	Найменування	Примітка
1	Дипломний садок	Проекційна будівля
2	Майданчик для відпочинку	
3	Трибунальний майданчик	
4	Грунтовий майданчик	
5	Грунтовий майданчик	
6	Біологічний садок	
7	Ара для спорядку	
8	Зона озеленення парків	
9	Зона озеленення парків	
10	Город-садок	
11	Майданчик для спорядку	
12	Майданчик для спорядку	
13	Майданчик для спорядку	
14	Майданчик для спорядку	

ТЕП до генплану

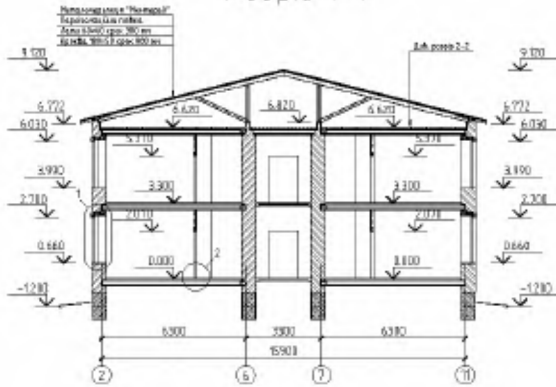
№ п/п	Найменування	Вид	Кільк.	П.
1	Площа відпочинку	пл	0.20	100
2	Площа відпочинку	пл	0.08	15.4
3	Площа відпочинку	пл	0.30	15.4
4	Площа озеленення	пл	0.32	15.1

Умовні позначення

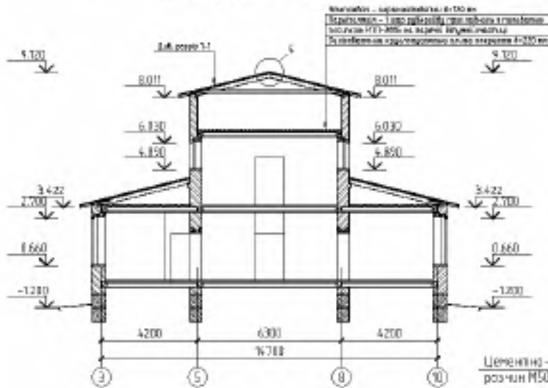


Дипломний проект				
№	Підрозділ	Ім'я	Посада	Підпис
1	Дипломний садок	І. М. Сидоренко	ДП	1
2	Майданчик для відпочинку	І. М. Сидоренко	ДП	1
3	Трибунальний майданчик	І. М. Сидоренко	ДП	1
4	Грунтовий майданчик	І. М. Сидоренко	ДП	1
5	Грунтовий майданчик	І. М. Сидоренко	ДП	1
6	Біологічний садок	І. М. Сидоренко	ДП	1
7	Ара для спорядку	І. М. Сидоренко	ДП	1
8	Зона озеленення парків	І. М. Сидоренко	ДП	1
9	Зона озеленення парків	І. М. Сидоренко	ДП	1
10	Город-садок	І. М. Сидоренко	ДП	1
11	Майданчик для спорядку	І. М. Сидоренко	ДП	1
12	Майданчик для спорядку	І. М. Сидоренко	ДП	1
13	Майданчик для спорядку	І. М. Сидоренко	ДП	1
14	Майданчик для спорядку	І. М. Сидоренко	ДП	1

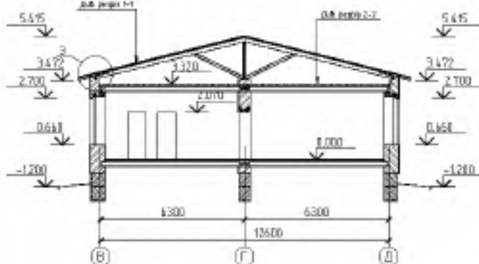
Розріз 1-1



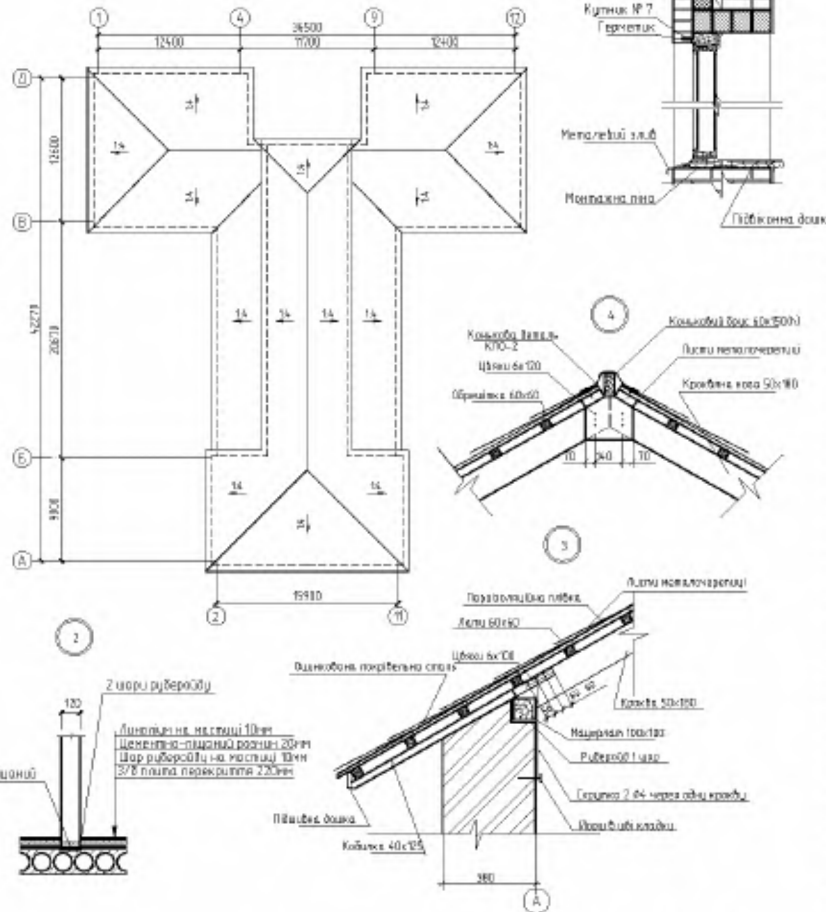
Розріз 3-3



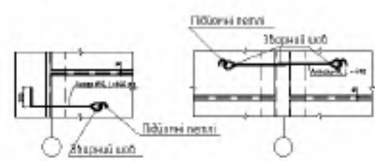
Розріз 2-2



План покрівлі



Анкеровка плит перекриття та покрівлі



Специфікація деревни на покрівлі

Марка	Позначення	Розміри	Кіл	Сорт	Приміт
1	Спілка	100x100	1450	12	2
2	Підкос	40x100	2570	30	2
3	Діагональна нога	100x200	9240	4	2
4	Діагональна нога	100x150	5840	2	2
5	Легка	100x100	8400	2	3
6	Прозан	100x100	8400	2	3
7	Мацурлат	100x100	12940	4	3
8	Мацурлат	100x100	12900	2	3
9	Мацурлат	100x100	24300	2	3
10	Мацурлат	100x100	20300	2	3
11	Кровля нога	50x100	920	9	2
12	Кровля нога	50x100	1950	8	2
13	Кровля нога	50x100	2960	8	2
14	Кровля нога	50x100	4010	8	2
15	Кровля нога	50x100	5040	8	2
16	Кровля нога	50x100	6070	8	2
17	Кровля нога	50x100	6730	24	2
18	Кровля нога	50x100	6070	2	2
19	Кровля нога	50x100	5040	2	2
20	Кровля нога	50x100	4010	2	2
21	Кровля нога	50x100	2960	2	2
22	Кровля нога	50x100	980	2	2
23	Кровля нога	50x100	2190	2	2
24	Кровля нога	50x100	3160	2	2
25	Кровля нога	50x100	4110	4	2
26	Кобілка	40x125	1900	56	3
27	Кобілка	40x125	1960	12	3
28	Мацурлат	100x100	9750	2	3
29	Мацурлат	100x100	16300	1	3
30	Мацурлат	100x100	14500	1	3
31	Мацурлат	100x100	27000	2	3
32	Діагональна нога	100x200	11830	2	2
33	Діагональна нога	100x150	4570	2	2
34	Легка	100x100	2650	2	3
35	Прозан	100x100	2650	2	3
36	Кровля нога	50x100	1240	4	2
37	Кровля нога	50x100	2270	4	2
38	Кровля нога	50x100	3300	4	2
39	Кровля нога	50x100	4330	4	2
40	Кровля нога	50x100	5360	4	2
41	Кровля нога	50x100	6390	4	2
42	Кровля нога	50x100	7420	4	2
43	Кровля нога	50x100	8370	5	2
44	Кровля нога	50x100	9300	4	2
45	Кровля нога	50x100	2340	4	2
46	Кровля нога	50x100	3370	6	2
47	Кровля нога	50x100	4400	24	3
48	Дошка	22x50	573 н.л.	3	
49	Обрешетка	60x60	837 н.л.	2	
50	Накладка	22x250	400	2	

Специфікація з'єднань з/б виробів

№ ОКД	Позначення	Найменування	Кіл	Вартість	Приміт
П 1	Серія 1.14-1-Вил. 63	ПК63 12-4 А/м/л	98	2200	
П 2	Серія 1.14-1-Вил. 63	ПК63 15-4 А/м/л	4	2950	
П 3	Серія 1.14-1-Вил. 60	ПК27 12-6Т	6	2710	
П 4	Серія 1.14-1-Вил. 60	ПК27 15-6Т	1	1250	
П 5	Серія 1.14-1-Вил. 60	ПК33 12-6Т	5	1180	
П 6	Серія 1.14-1-Вил. 63	ПК63 10-4 А/м/л	12	1825	
П 7	Серія 1.14-1-Вил. 60	ПК42 12-6Т	34	1230	
ЛП 1	Серія 1.251-1-4-1	2ЛП430.12.17-5	2	1250	
ЛП 2	Серія 1.251-1-4-1	2ЛП430.14.17-5	2	1470	
ЛП 3	Серія 1.251-1-4	ЛПР25.13.5	3	1100	
ЛП 4	Серія 1.251-1-4	ЛПР28.13.5	3	1320	

В специфікації вказані отвори для закріплення на листі М4.

Дипломний проект

Лист	№	Дата	Вид	Табл.	Варт.
Дипломний проект	1	12.12.2011	Лист	1	1250
Лист	№	Дата	Вид	Табл.	Варт.
Лист	№	Дата	Вид	Табл.	Варт.

Мета роботи – скласти розрахункову схему багатопустотної залізобетонної плити перекриття, защемленої в цегляну кладку, яка б вірно описувала напружено-деформований стан такої конструкції.

Задачі дослідження.

Досягнути відповідності результатів розрахунків за методом скінчених елементів з результатами експериментальних досліджень.

Об’єкт дослідження – залізобетонні збірні перекриття.

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:

порівняльний аналіз напружено-деформованого стану плит перекриття при їх розрахунку за приблизною методикою, запропонованою УралпромбудНДІпроект і при їх розрахунку за методом скінчених елементів за спрощеною розрахунковою схемою

Практична значимість магістерської роботи полягає в тому, що отримані результати дослідження дозволяють зменшити трудомісткість робіт при виконанні розрахунків збірних залізобетонних плит.

Апробація роботи.

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

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

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

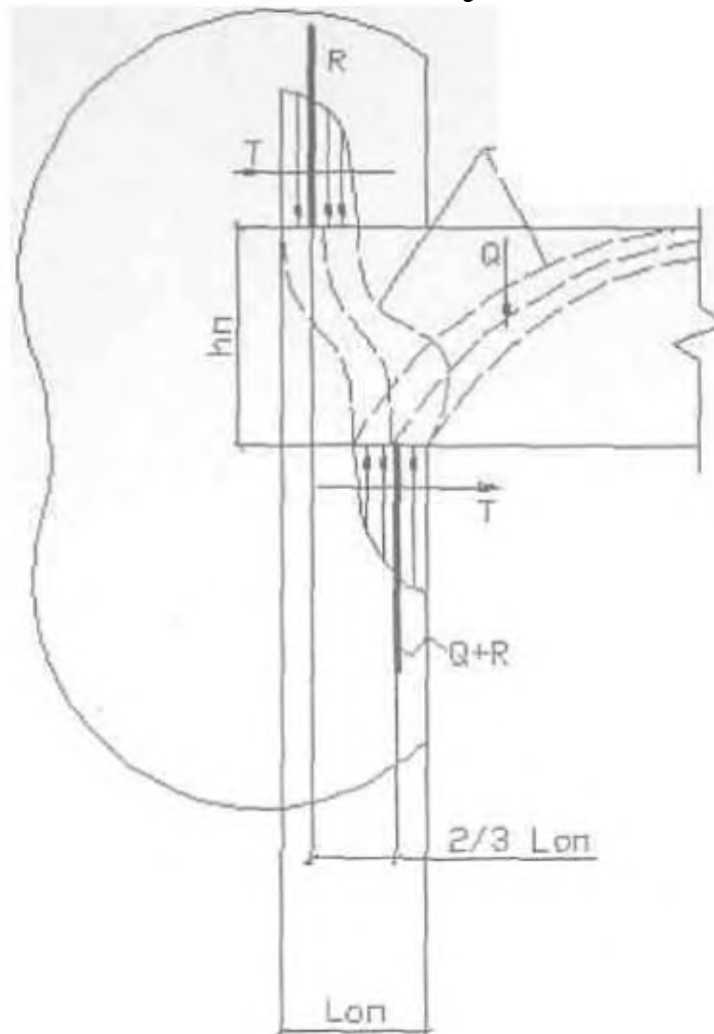
$$M_{оп} = Kql_p^2; K = \frac{1}{24} \div \frac{1}{20}$$

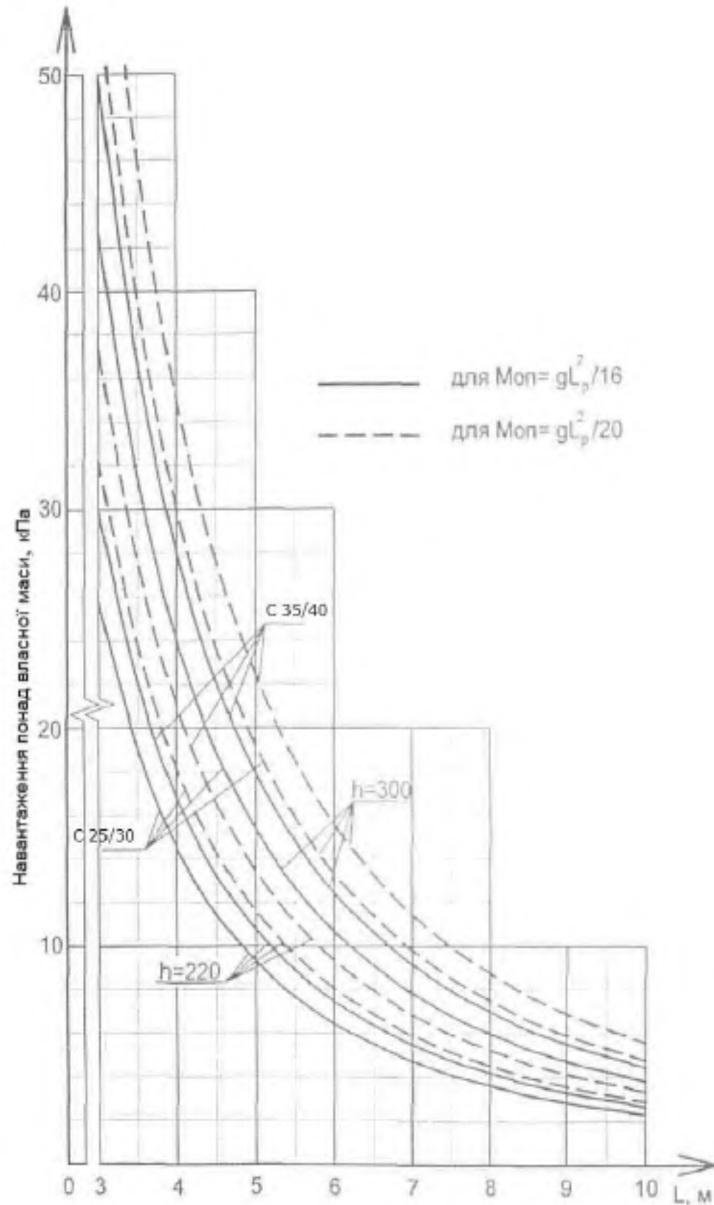
- а) при защемленні кінців плит у кладці стін великоблочних будинків з легких бетонів із класом міцності при стиску до В7,5

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

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

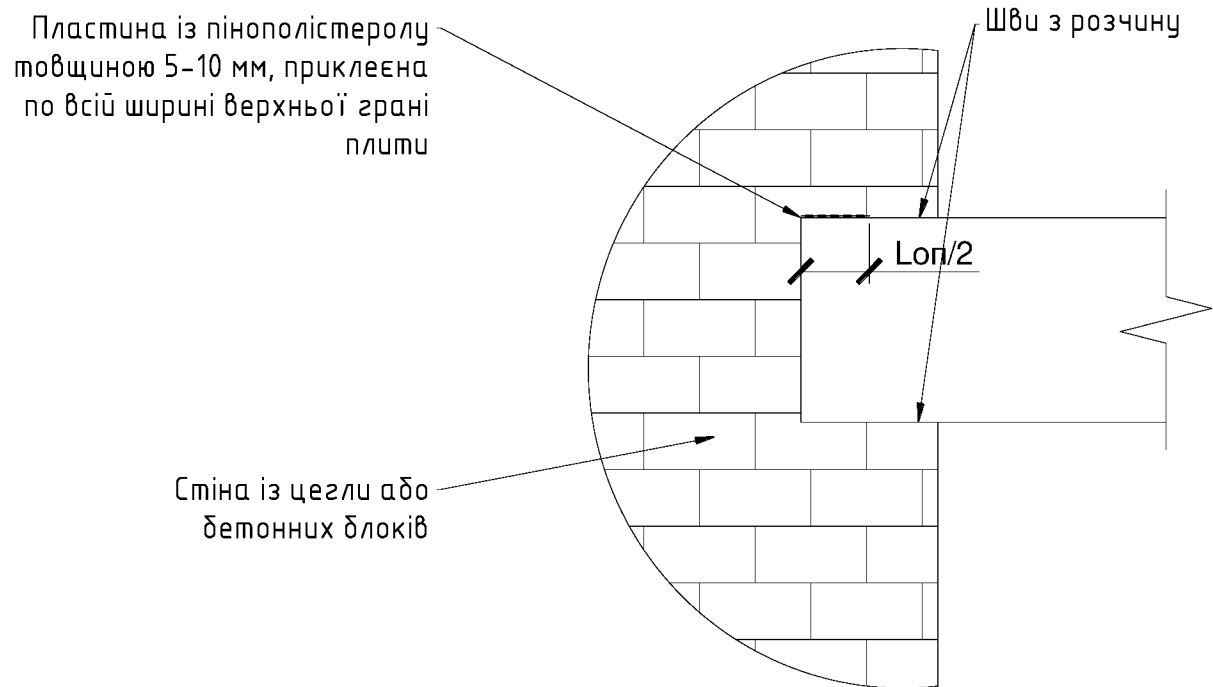
Розподіл зусиль у кінця плити, защемленої у стіні





Графік залежності
 навантаження і прольоту
 плити для різних класів
 бетону і висот плит

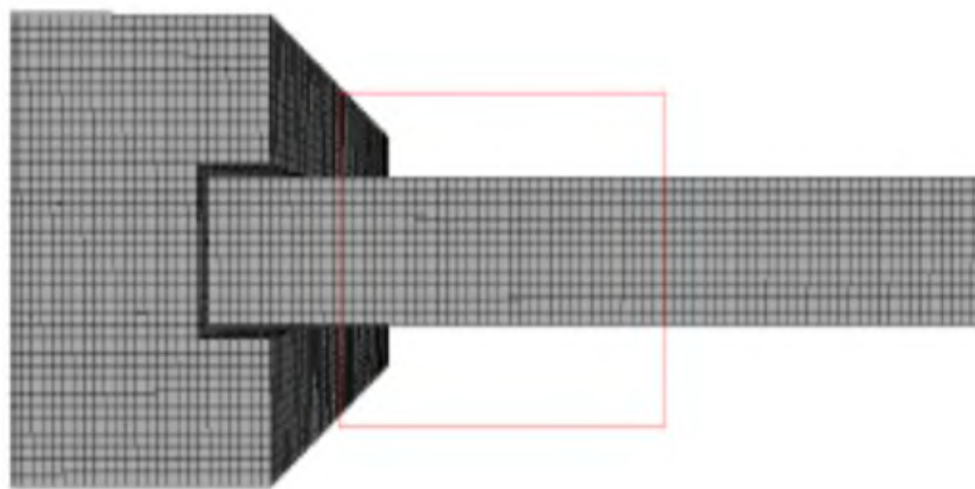
Варіант зменшення опорного згинального моменту в плиті, при защемленні її в цегляну кладку



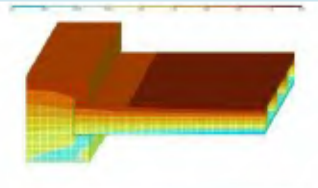
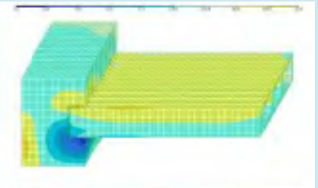
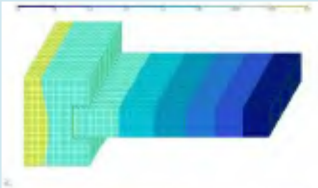
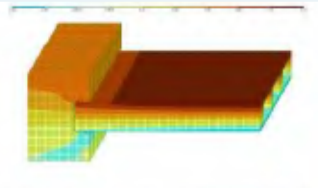
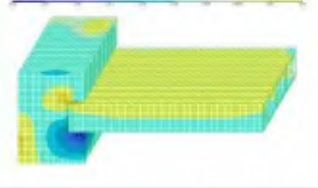
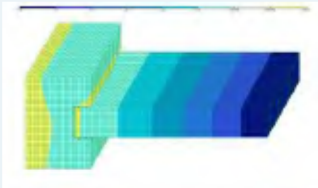
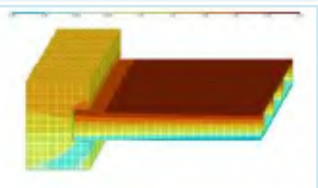
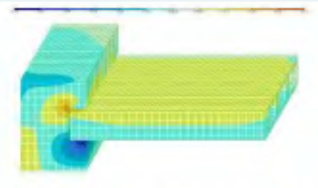
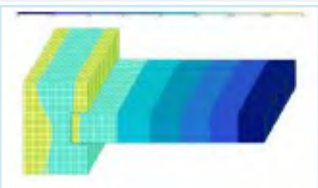
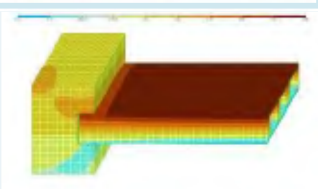
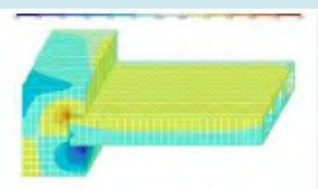
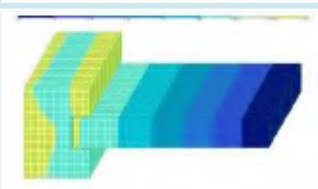
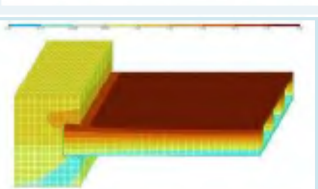
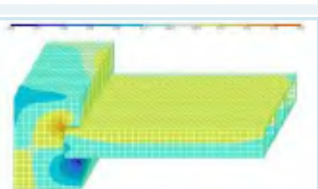

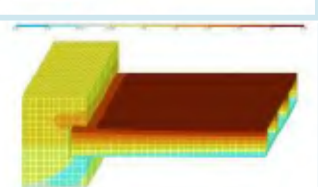
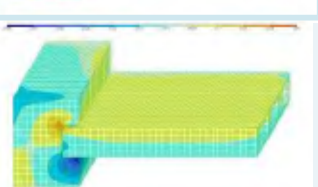

Конструктивні параметри плит

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)

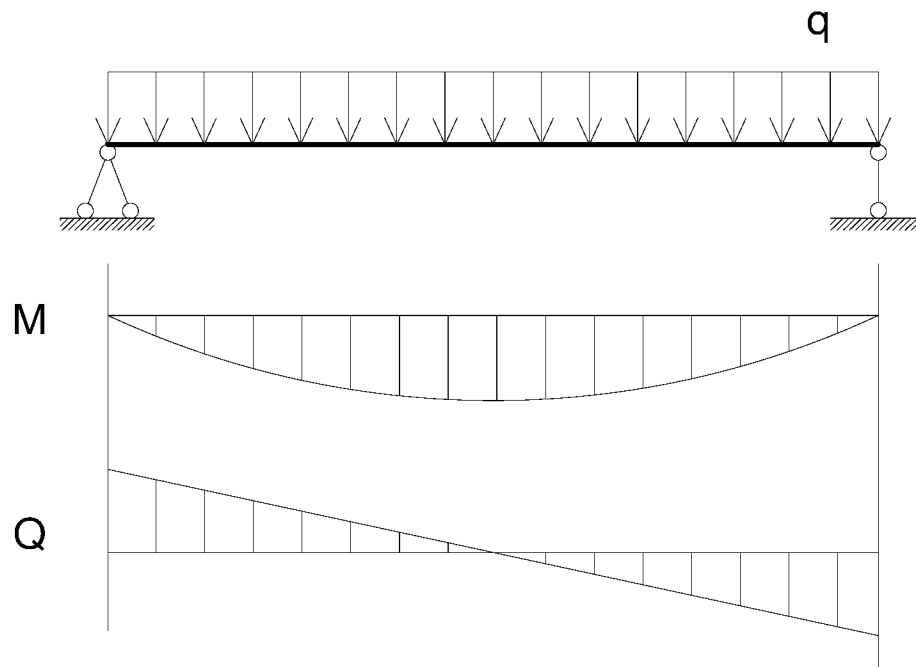
Варіант опорного вузла плити, при защемленні її в
цегляну кладку і моделюванні елементів
об'ємними скінченими елементами



Ізополя переміщень в опорному вузлі

	Ізополя переміщень конструкції по осі X	Ізополя переміщень конструкції по осі Y	Ізополя переміщень конструкції по осі Z
Початкова модель			
Перша ітерація			
Друга ітерація			
Третя ітерація			
Четверта ітерація			
Результуюче поле			

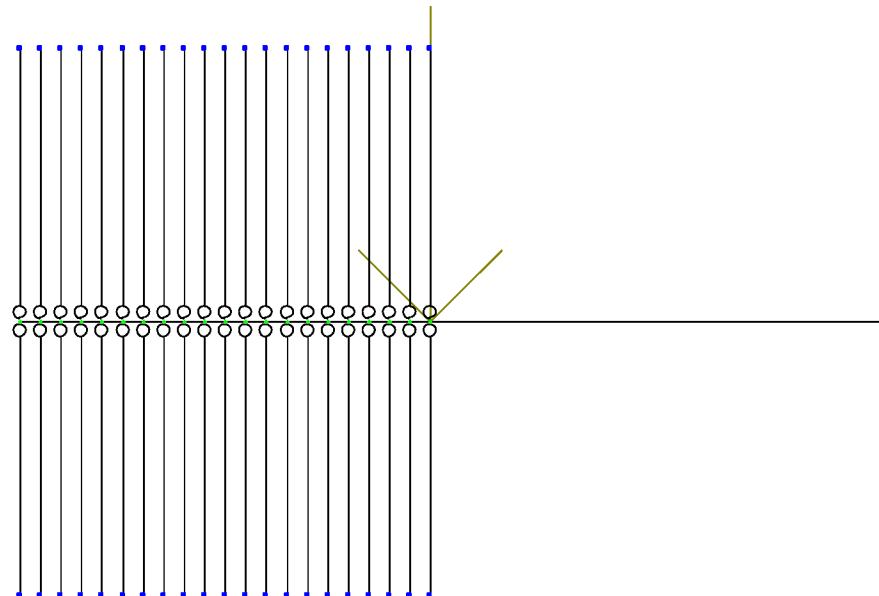
Розрахункова схема багатопустотної плити при розрахунку у відповідності до норм проектуювання



Розрахункова схема плити при її розрахунку з урахуванням заземлення в цегляну кладку



Вузол заземлення плити перекриття в кладку стіни



Моделювання плити перекриття стрижневими скінченими елементами за методикою Азізова Т.Н.

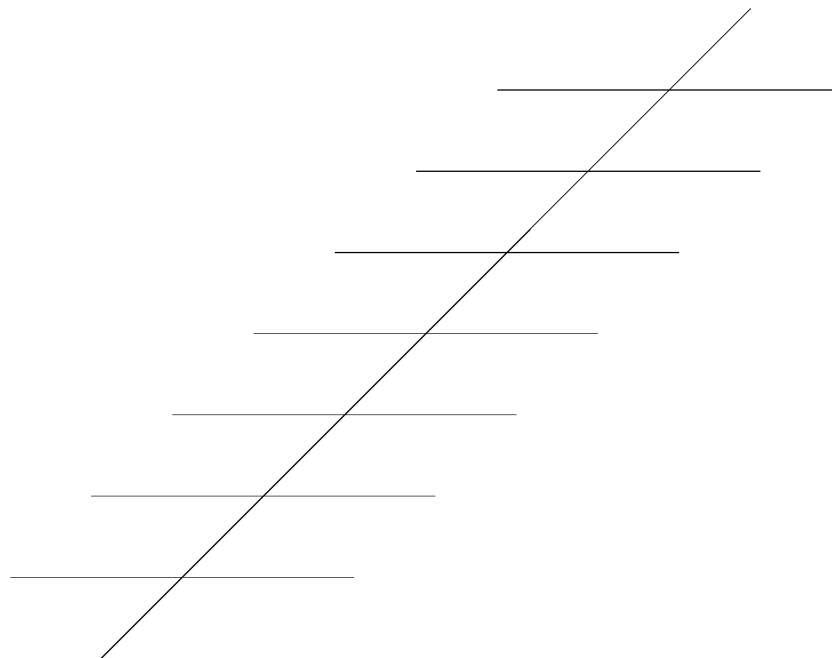
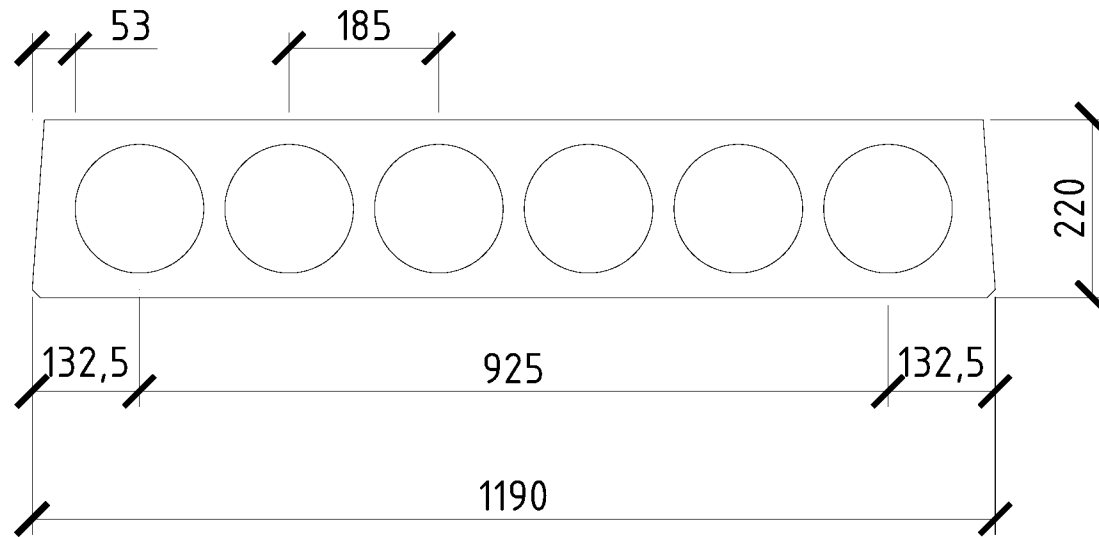


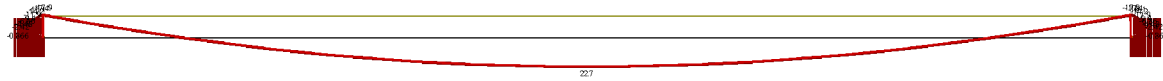
Схема поперечного перерізу багатопустотної плити шириною 1200 мм



Геометричні характеристики круглопустотної плити для розрахунку на ЕОМ

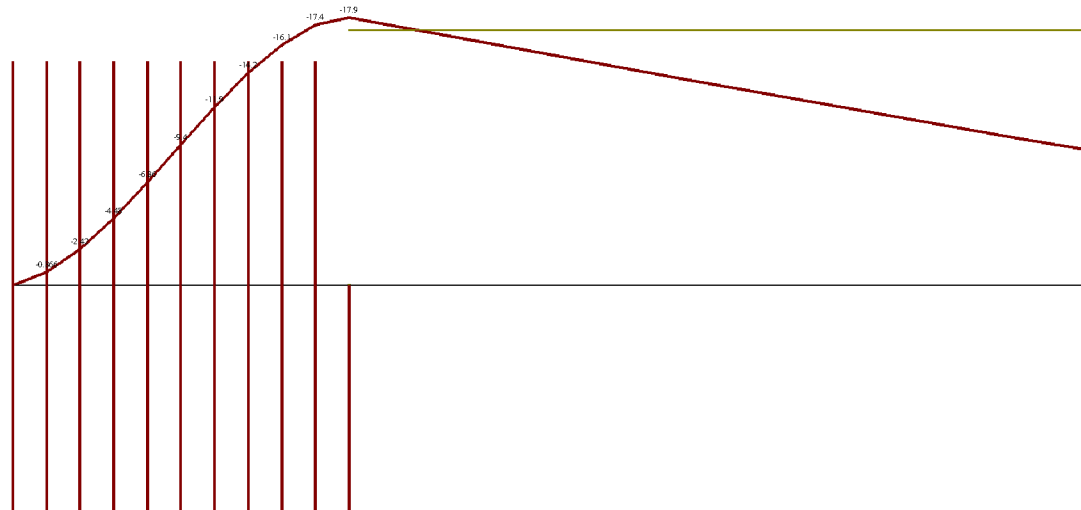
Геометричні характеристики	Ширина плити
	1,2 м
Площа перерізу, $A, \text{ см}^2$	1888,1
Момент інерції відносно осі Y , $I_y, \text{ см}^4$	110251,45

Епюра згинальних моментів до виконання корегування розрахункової схеми



Розподіл згинальних моментів в опорному вузлі, до корегування розрахункової схеми

Завантаження 1
Епюра M_y
Водичка номер даної - 61174

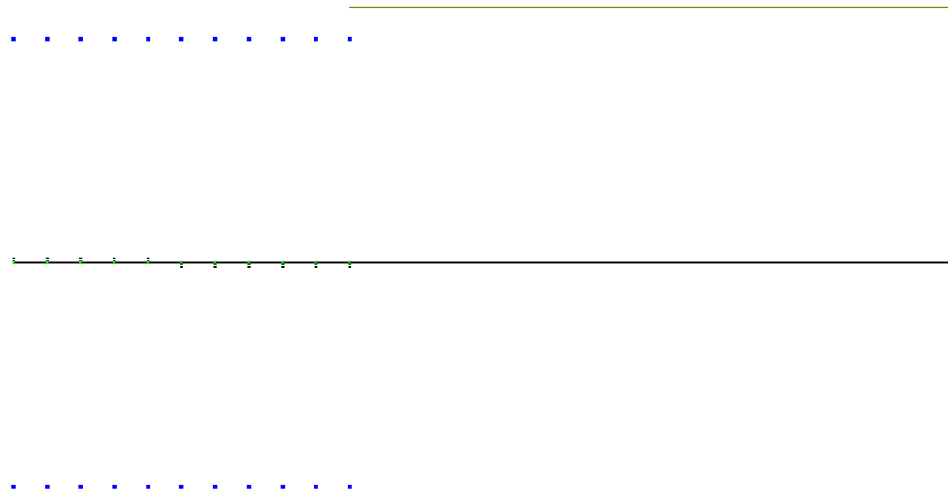


Розрахункова схема після корегування



Опорний вузол розрахункової схеми після корегування

Завантаження 1

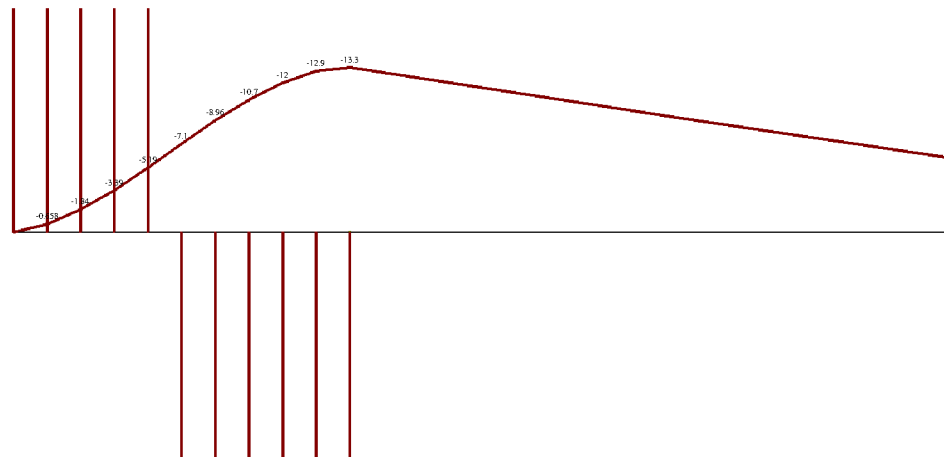


Епюра згинальних моментів після виконання корегування розрахункової схеми



Розподіл згинальних моментів в опорному вузлі, після корегування розрахункової схеми

Зарядження 1
Епюра М_y
Воники измерок - кН*м



На основі отриманих результатів визначаємо згинальний момент на опорі, якій дорівнює $M_{оп} = 13,25 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Якщо визначення такого моменту виразити через величину навантаження і проліт, то отримаємо:

$$M_{оп} = Kql_0^2; K = \frac{1}{25}$$

Даний висновок максимально наближений до коефіцієнта, отриманого експериментальним шляхом в УралпромбудНДІпроект, де коефіцієнт приймається рівним $K = \frac{1}{20} \div \frac{1}{24}$. Тобто це доказує можливість використання запропонованої розрахункової схеми при виконанні інженерних розрахунків.

ВИСНОВОК

У відповідності до виконаних порівнянь з експериментальними дослідженнями, виконаними в УралпромбудНДІпроект і в Харківському національному університеті міського господарства імені О.М. Бекетова можна зробити висновок, що запропонована розрахункова схема з достатнім ступенем точності описує напружено-деформований стан багатопустотної плити перекриття, защемленої в цегляну кладку і може використовуватися при проектуванні плит перекриття

Доповідь закінчена
Дякую за увагу

