

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Будівельний факультет

Кафедра будівництва та експлуатації будівель, доріг та транспортних споруд

До захисту

Допускається

Завідувач кафедри

БЕБДТС

_____ В.М. Луцьковський
підпис

«___» _____ 2022 р

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

за другим рівнем вищої освіти

На тему: «10-ти поверховий житловий будинокв м. Суми з проведенням заходів щодо енергоефективності»

Виконав (ла)	_____	Круподьор М. І.
	(підпис)	(Прізвище, ініціали)
Група		ПЦБ 2101м
(Науковий) керівник	_____	Юрченко О.В.
	(підпис)	(Прізвище, ініціали)

Суми – 2022 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

Круподьор Максим Ігорович

1. Тема роботи 10-ти поверховий житловий будинокв м. Суми з проведенням заходів щодо енергоефективності

Затверджено наказом по університету №2805-н від "23 "11 2021р.

2. Строк здачі студентом закінченої роботи: "12" грудня 2022 р

3.Вихідні дані до роботи: _____

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

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

6. Консультанти за розділами магістерської кваліфікаційної роботи

Найменування розділу	Консультанти
Архітектурно-будівельний	Бородай С.П.
Розрахунково-конструктивний	Роговий С.І.
Дослідницько-технологічний	Гольченко М.Ф.
Нормоконтроль	Юрченко О.В.
Перевірка на аутентичність: унікальність	доц..Срібняк Н.М.

7. Графік виконання магістерської кваліфікаційної роботи

Найменування розділу	Термін виконання
Архітектурно-будівельний	04.04.22
Розрахунково-конструктивний	20.06.22
Технологічно-організаційний	20.06.22
Дослідницько-технологічно-організаційний	21.11.22
Здача роботи для перевірки на плагіат	05.12.21- 07.12.21
Попередній захист	
Здача проекту до деканату	08.12.21- 12.12.21
Захист проекту	

Завдання видав до виконання:

Керівник :

(підпис)

(Прізвище, ініціали)

Завдання прийняв до виконання:

Здобувач

(підпис)

(Прізвище, ініціали)

АНОТАЦІЯ

Тема дипломної роботи: «10-ти поверховий житловий будинок м. Суми з проведенням заходів щодо енергоефективності»

Виконавець: ***Круподьор М.***

студент 2 курсу ОС Магістр

Керівник: ***к.е.н., доцент Юрченко Оксана Вікторівна***

Об'єм дипломної роботи: ___ листів графічної частини
пояснювальна записка в об'ємі _____ арк.

Архітектурно-будівельний розділ: плани, фасади, розрізи, вузли та деталі конструктивного рішення будівлі, ситуаційний план

Розрахунково-конструктивний: розрахунок фундаментів з паль
Дослідницький технологічно-організаційний: проведення випробувань натурних паль статистичним вдавлюючим навантаженням, технологічна карта на облаштування покрівлі з рулонних матеріалів

ЗМІСТ

ВСТУП

Розділ 1. Архітектурно-будівельний

- 1.1. Ситуаційний план
- 1.2. Об'ємно – планувальне рішення
- 1.3. Архітектурно – конструктивне рішення
- 1.4. Інженерні розрахунки

Розділ 2. Розрахунково-конструктивний

- 2.1. Розрахунок фундаментів з паль

Розділ 3. Дослідницький технологічно – організаційний

- 3.1. Підготовка об'єкта будівництва
- 3.2. Технологія виконання будівельних процесів з розробкою технологічних карт

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

ВСТУП

В дійсний час головним завданням є корінна реорганізація капітального будівництва та підвищення його ефективності. Реалізація цього завдання повинна розроблятися шляхом послідовного перетворення будівництва в єдиний промислово-будівельний процес взведення об'єктів, покращення та взведення номенклатури використовуваних матеріалів та конструкцій, забезпечення будівництва високовиробничою технікою, широкого залучення прогресивних науково-технічних досліджень, ресурсо – та енергозберігаючих технологій, економічних, об'ємно – планувальних рішень та організаційно-технологічних рішень, підвищення якості розробки документації та удосконалення проектно-кошторисного діла.

Питання щодо розвитку матеріально-технічної бази охоплює економіка будівництва, а також питання головних виробничих фондів, формування оборотних засобів, підвищення виробничих праці, удосконалення системи заробітної оплати, а також організації матеріально-технічного постачання в умовах переходу до ринкових відносин.

Економіка будівництва розглядає питання щодо організаційних форм на всіх ланках управління, вивчає планування будівельного виробництва для найбільш повного використання трудових, матеріальних та фінансових ресурсів, займається розробкою економічних основ будівельного проектування.

Значний вклад в розв'язок завдань будівельної індустрії повинні внести й техніки-будівельники, яким необхідно знати основні конструктивні рішення як елементів конструкції так і в будівлі в цілому, фізико-механічні властивості будівельних матеріалів, розрахункові схеми та напруження елементів будівельних конструкцій, що потребує високої професійної підготовки фахівців.

Все це відповідно дає значне підвищення ефективності капітальних вкладень, зниження матеріалоемності та вартості будівель, підвищення індустріалізації будівництва, скорочення його часу будівництва, зниження трудовитрат та підвищення виробності праці на основі прискорення науково-технічного прогресу.

Розділ 1. Архітектурно – будівельний

1.1. Ситуаційний план



1.2. Об'ємно-планувальне рішення

Житловий десяти поверховий будинок має в собі приблизно квадратну форму в розмірах: 24,04 × 20,09 метри. Об'єкт з несучими цегляними стінами, з 10-ма житловими поверхами. Також має підвальну частину та технічний поверхде знаходяться технічні приміщення.

Дана будівля відноситься до класу наслідків **СС2** і відноситься до **II** категорії складності.

Житловий об'єкт має перший поверх з відміткою ±0,000 на ньому знаходяться житлові приміщення. Висота цього приміщення 2,1 метри, висота інших сягає також 2, 1 метри, висота технічного поверху 2,28 метри, висота підвалу 2,65 метра.

В будинку запроектована сходинова клітка та один пасажирський ліфт. Житлова площа в складі корисної площі та допоміжних приміщень. Вона повністю задовольняє норми проживання мешканців будинку.

На поверсі розміщені 7 квартир:

- 3 однокімнатних;
- 3 двокімнатних;
- 1 трьох кімнатна.

Вхід в будівлю запроектовано з головного фасаду. В кожній квартирі запроектовано санвузли. Для природного освітлення квартир та офісних приміщень проектується через віконні прорізи, заповнені металопластиковими віконними блоками зі склопакетами.

У проекті фасадів будинку застосовували сполучення світлих оздоблених поверхонь стін й екранів лоджій, віконних прорізів, деталей огорожень.

Таблиця 1.1. Техніко-економічні показники житлового будинку

№ п/п	Найменування	Од. вим.	Кількість	Примітка
1.	Кількість поверхів	шт.	10	
2.	Кількість квартир	шт.	70	
	-однокімнатні квартири	шт.	30	
	-двохкімнатні квартири	шт.	30	
	-трьохкімнатні квартири	шт.	10	
3.	Кількість жителів (з урахуванням: 35 м ² на люд.)	люд.	119	
4.	Загальна площа квартир	м ²	4173,61	
5.	Площа жилої будівлі	м ²	4173,61	
	-площа підвалу	м ²	435,12	
6.	Загальний будівельний об'єм	м ³	17833,31	
	-надземна частина	м ³	16481,91	
	-підземна частина	м ³	1351,4	
7.	Площа забудови	м ²	482,96	

Конструкція системи житлового будинку була розроблена так, щоб забезпечити її загальну стійкість при авіріях, ненормованих локальних руйнівних навантаженнях на окремі несучі конструкції, як мінімум на час, необхідний для евакуації.

Інженерне обладнання об'єкту, що проектується включає в себе наступні системи:

- систему протипожежного водопостачання для внутрішнього та зовнішнього пожежогасіння;
- систему автоматичної пожежної сигналізації;
- систему евакуаційного освітлення;
- систему оповіщення про пожежу та управління евакуацією людей;
- блискавкозахист і захисне заземлення;
- диспетчеризацію і управління системами протипожежного захисту (СПЗ).

Видалення диму з поперхових коридорів у будинку з незадимлюваною сходовою кліткою. Виходи з ліфтів на поверхах передбачено через ліфтові холи.

Пожежні крани розміщують у вбудованих або навісних шафах, в яких влаштовані отвори для провітрювання і придатні для опломбування та візуального огляду їх без розкривання. У всіх квартирах передбачені пожежний кран-комплект. Даний комплект сполучений з мережею господарсько-питного водопроводу та обладнаний катушкою з пожежним рукавом завдовжки не менше 15 метрів, діаметром 19 мм (або 25 мм, 33 мм) із розпилювачем. Це дає змогу що подання води у будь-яку точку квартири з урахуванням довжини струменя води 3 м.

Квартири облаштовані евакуаційними драбинами. Вони розташовані на застаклених лоджіях.

Система оповіщення про пожежу та управління евакуацією людей має видавати звуковий та світловий сигнали в кожен житлову площу, а також забезпечувати двохсторонній зв'язок між ними. (ЦПУБ, диспетчерською).

1.3. Архітектурно – конструктивне рішення

Конструктивна схема житлового будинку являє собою каркасну споруду. Вона включає в себе з несучі стіни з селікатної цегли, на які спираються пустотні плити та монолітні участки товщиною 220 мм.

Зовнішні стіни виконані з селікатної цегли та застосовувався утеплювач - мінераловатні плити $\lambda = 150 \text{ Вт/м}^3$. Просторова жорсткість будівлі забезпечується каркасом, ядрами жорсткості.

Ними будуть виступати сходинова клітка та ліфтова шахта.

Фундаменти

В даній будівлі передбачається влаштування залізобетонного ростверку на пальовій основі, в даному проекті палі прийняті забивні, форма в плані квадрат 300x300мм, довжина паль складала 9 метрів на основі геологічних умов та конструктивних особливостей об'єкту, що проектується і навантажень, що діють

на фундаменти та ґрунтову основу, а також враховуючи умов їх умовіексплуатації.

Підошва ростверку розміщується на відмітці $-3,64$ м від рівня чистої підлоги, товщина ростверку дорівнює 600 мм. Ростверк виконаний з важкого бетону класом $C 25/30$ ($B 25$) за міцністю на стиск та марки $W4$ за водонепроникністю на портландцементі.

Гідроізоляція (горизонтально) здійснюється цементно-піщаним розчином з додаванням рідкого скла. Вертикальну ізоляцію підвалу влаштовують із гарячої бітумної мастики за 2 рази.

Стіни, перемички

Зовнішні стіни прийнято несучими товщиною 510 мм на розчині марки

100. Утеплення фасадних стін прийнято з утеплювача з мінераловатні плити $\gamma = 35$ кг/м³ згідно норм.

Склад зовнішніх стін:

1. Несуча стіна з силікатної цегли 510 мм;
2. Клейова суміш Ceresit;
3. Мінераловатні плити ТЕХНОКОЛЬ товщиною 100 мм;
4. Дюбель цвях фасадний;
5. Ґрунтівка Ceresit;
6. Армуюча сітка;
7. Фасадна штукатурка Ceresit;
8. Фасадна фарба.

Даний склад стіни є ефективним та економічно доцільним.

Перемички над віконними та дверними прорізами брускові збірні залізобетонні.

Перекриття і покриття

В якості перекриття в будівлі слугують пустотні плити товщиною 220 мм. Збетону класу $C25/30$.

Перегородки

Перегородки в будівлі виконано із цегли СПР-100/1,8/35 на розчині марки50, товщиною 90 мм.
Армовані сіткою із стали \varnothing 4мм.

Сходи

Сходи збірні залізобетонні двомаршові внутрішні, марші ребристої конструкції з фризовими сходами.

Цокольна частина сходів у будинку також сходи на ганках і доріжкахвиконані із сходинок накладних залізобетонних марок ЛС10, ЛС12-1.

Дах і покрівля

В житловому буудинку є технічний поверх, що дає можливість розміститимашине відділення для ліфту.

Покрівля виконана шарами:

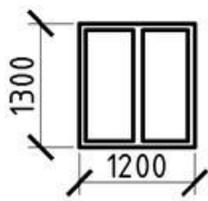
- аквавізол СБС – ПЭ – 4,5 з посипкою $h=5$ мм;
- підкладочний шар Аквавізол СХ – 30 $h=3$ мм;
- ґрунтовка бітумна $h=2$ мм;
- цементно – піщана стяжка М 150 армована 4 ВрІ чарунком $h=40$ мм;
- утеплювач ТЕХНОРУФ В 70 Техноніколь (НГ) $h=120$ мм;
- полістеролбетон $\gamma=400$ кг/м³ по ухилу $h=80:110$ мм;
- з/б пустотіла плита покриття $h=220$ мм.

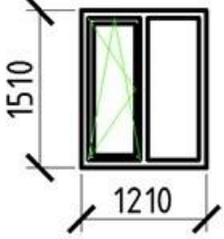
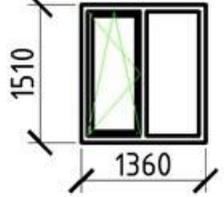
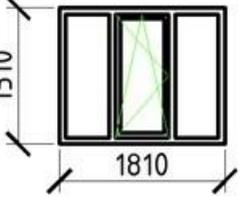
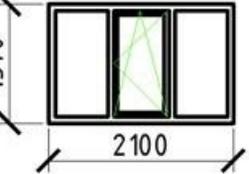
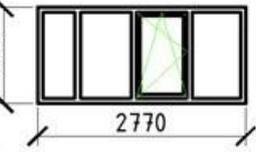
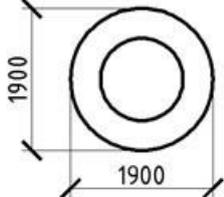
Вікна та двері

Вікна та балконні двері – металопластикові з двокамерними склопакетамидля зменшення тепловитрат і підвищення звукоізоляції житлових приміщень.

Запроектовані металопластикові двері з армованим склом.

Таблиця 1.2. Специфікація елементів заповнення віконних прорізів

Марка по проекту	Позначення, ескіз	Найменування елемента	Площа, м ²	Кількість, шт.	Примітка
1	2	3	4	5	6
ВК-1		Металопластикове вікно фірми RENAU з подвійним склопакетом	1,56	12	

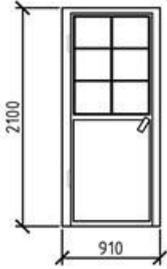
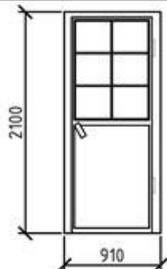
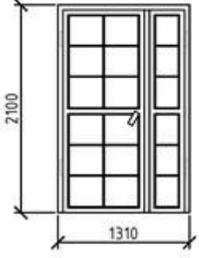
1	2	3	4	5	6
ВК-2		Металопластикове вікно фірми RENAУ 3 подвійним склопакетом	1,83	40	
ВК-3		Металопластикове вікно фірми RENAУ 3 подвійним склопакетом	2,05	80	
ВК-4		Металопластикове вікно фірми RENAУ 3 подвійним склопакетом	2,73	40	
ВК-5		Металопластикове вікно фірми RENAУ 3 подвійним склопакетом	2,877	20	
ВК-6		Металопластикове вікно фірми RENAУ 3 подвійним склопакетом	3,6	70	
ВК-7		Металопластикове вікно фірми RENAУ 3 подвійним склопакетом	5,33	30	
ВК-8		Металопластикове вікно фірми RENAУ 3 подвійним склопакетом	2,83	2	

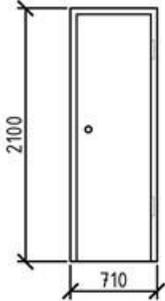
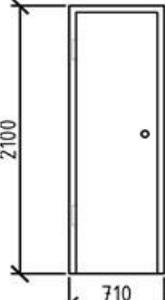
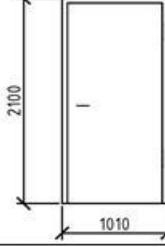
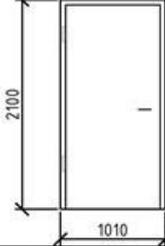
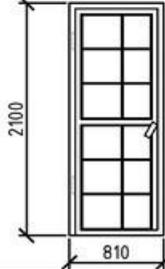
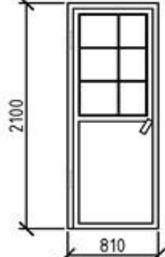
Вхідні двері проектується посиленими, металеві протиударні з ущільненням у притворах. Внутрішньо квартирні двері – дерев'яні. Розрахунковий опір теплопередачі для вікон, балконних дверей, вхідних дверей будівлі $R=0,6\text{м}^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$.

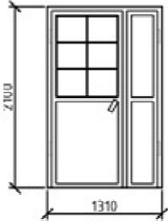
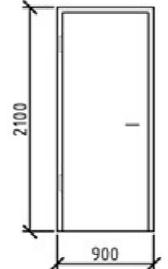
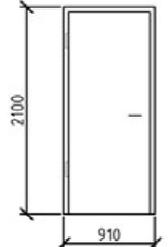
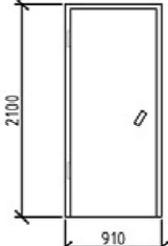
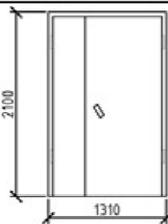
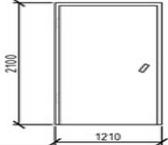
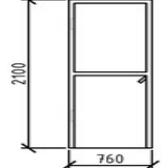
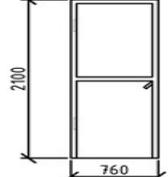
Вхідні двері в будинок передбачені обладнати кодовими замками або замково – переговорними пристроями.

Двері, що ведуть на горище і в машинне приміщення ліфта, а також люквиконано протипожежними металевими, зі ступенем вогнестійкості EI 30 (30 хв.)

Таблиця 1.3. Специфікація елементів заповнення дверних прорізів

Марка по проекту	Розміри проїому, схема заповнення проїому	Найменування елементу	Кількість штук			Всього	Примітка
			Тех. пов.	1 пов.	Типовий 3-10		
1	2	3	4	5	6	7	8
Д-1		Дерев'яні вхідні двері з склом загальну кімнату	-	3	27	30	
Д-2		Дерев'яні вхідні двері з склом спальні приміщення	-	8	72	80	
Д-3		Дерев'яні вхідні двері з склом загальну кімнату	-	1	9	10	

1	2	3	4	5	6	7	8
Д-4		Дерев'яна суцільна дверь для санвузлів	-	5	45	50	
Д-5		Дерев'яна суцільна дверь для санвузлів	-	5	45	50	
Д-6		Металеві вхідні двері в квартиру	-	3	27	30	
Д-7		Металеві вхідні двері в квартиру	-	3	27	30	
Д-8		Двері внутрішні зі склом	-	2	18	20	
Д-9		Двері внутрішні зі склом глухою частиною	-	5	45	50	

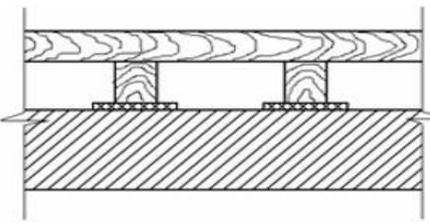
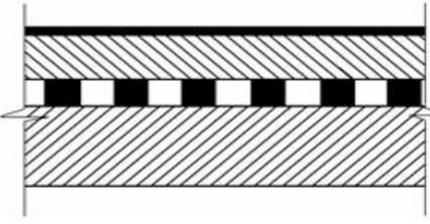
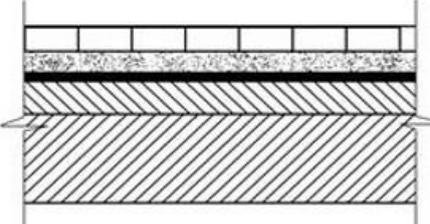
1	2	3	4	5	6	7	8
Д-10		Двері внутрішні зі склом та глухою частиною	-	1	-	1	
Д-11		Двері наружні металеві, глухі	1	-	-	1	
Д-12		Двері внутрішні металеві, глухі	-	1	9	10	
Д-13		Двері внутрішні металеві, глухі	1	1	-	2	
Д-14		Двері вхідні в будинок металеві, глухі	-	1	-	1	
Д-15		Двері вхідні в підвал металеві, глухі	2	-	-	2	
Д-16		Двері балконі внутрішні металопластикові	-	7	63	80	
Д-17		Двері балконі внутрішні металопластикові	-	9	81	90	

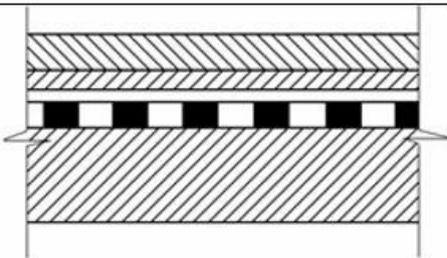
Щоб уникнути перебування дверей у відкритому стані, встановлюють спеціальні пристрої, що плавно повертають двері в закритий стан без удару. Двері обладнано ручками, засувками й замками. Вхідні двері в квартири виконано броньованими металевими. Для забезпечення швидкої евакуації всі двері відкриваються назовні по напрямку руху на вулицю, виходячи з умов евакуації людей з будинку при пожежі.

Підлоги

Підлоги в житловому будинку виконано згідно до вимог міцності, опірності зносу, достатньої еластичності, безшумності, зручності спирання. Конструкція підлоги запроєктована як звукоізолююча здатність перекриття та звукоізоляція конструкції.

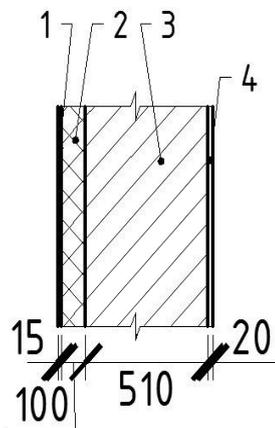
Таблиця 1.4. Експлікація підлог

Найменування приміщень	Тип підлоги по проекту	Схема підлоги	Елементи підлоги та їх товщина
1	2	3	4
Житлові приміщення (кімнати та спальні)	дерев'яні		-з/б плита; -Прокладка з ДВП; -лага; -дошка.
Кухні та коридори	ліноліум		-з/б плита; -звукоізоляція; -гіпсобетона плита; -ліноліум
Санвузли	керамічні		-з/б плита; -щолокобетон; -шар ребероїду або толю на бітумній мастиці; -цементний розчин; -керамічна плитка.

1	2	3	4
Сходовая клітка, лоджії	мозаїчні		-з/б плита; -звукоізоляція; -водонепроникне- ний папір; -бетон В7.5-40; -бетон мозаїчного складу.

1.4. Інженерні розрахунки

Розрахунок зовнішньої стінової огорожі на опір теплопередачі



1 – Цементно піщана штукатурка, $\gamma = 8100$ кг/м³, $\delta = 15$ мм;

2 – Утеплювач мінераловатні плити ТЕХНОНІКОЛЬ, $\delta = ?$ мм, $\lambda = 35$ Вт/м³

3 – Цегляна кладка з силікатної цегли, $\delta = 510$ мм, $\lambda = 7000$ Вт/м³

4 – Цементно піщана штукатурка, $\gamma = 8100$ кг/м³, $\delta = 20$ мм.

Місто Суми: знаходиться у I кліматична зона, тип огорожуючої конструкції – зовнішня стіна житлового багатоповерхового будинку.

$$R^{np} = 3,3 \frac{M^2 \cdot K}{Вт}$$

Розрахункова температура внутрішнього повітря прийнята згідно вимог норм проектування житлових та громадських будівель, $t \approx 20^{\circ} C$. Вологісний режим приміщення – нормальний. Умови експлуатації огорожуючої конструкції. Визначаємо питомий опір теплопередачі огорожуючої конструкції за формулою:

$$R_0 \geq \sum R_i + R_v + R_n,$$

Де $\sum R_i$ - це сума термічних опорів всіх шарів конструктивного елемента;

$$R_v = 0,115, R_n = 0,05$$

$$R_i = \frac{\delta_i}{\lambda_{pi}}, \text{де}$$

δ_i – товщина і-того шару конструкції, м

λ_{pi} – коефіцієнт теплопровідності і-того шару конструкції, Вт/м·К⁰

- Для першого шару стіни – цементно піщана штукатурка, $\lambda = 8100$ кг/м³, $\delta = 15$ мм;

$$R_1 = \frac{0,015}{0,81} = 0,019 \frac{m^2 \cdot K}{Bm}$$

- Для третього шару стіни - цегляна кладка з силікатної цегли, $\delta = 510$ мм, $\lambda = 7000$ Вт/м³

$$R_1 = \frac{0,51}{0,7} = 0,73 \frac{m^2 \cdot K}{Bm}$$

- Для четвертого шару стіни - цементно піщана штукатурка, $\lambda = 8100$ кг/м³, $\delta = 20$ мм

$$R_1 = \frac{0,02}{0,81} = 0,025 \frac{m^2 \cdot K}{Bm}$$

Обчислюємо R_0

$$R_1 = 0,019 + 0,73 + 0,025 + 0,115 + 0,05 = 0,939 \frac{m^2 \cdot K}{Bm}$$

Умова не виконується, тому обчислюємо оптимальну товщину утеплювача.

$$\delta_2 = (R_{mp} - R_0 + R_2) \cdot \lambda_2 \cdot b$$

$$\delta_2 = (3,3 - 0,939) \cdot 0,035 \cdot 1,2 = 0,099 m \quad \text{приймаємо} \quad \text{товщину} \quad \text{утеплювача} \quad 10 \quad \text{см}$$

$$R_1 = \frac{0,1}{0,035} = 2,86 \frac{m^2 \cdot K}{Bm}$$

Проводимо перерахунок теплового опору стіни:

$$R_1 = 0,019 + 0,73 + 0,025 + 2,86 + 0,115 + 0,05 = 3,799 \frac{m^2 \cdot K}{Bm}$$

$$R^{np} = 3,3 \frac{m^2 \cdot K}{Bm} \leq 3,799 \frac{m^2 \cdot K}{Bm} \quad \text{- умова виконується.}$$

Висновок: виконавши розрахунок теплопровідності даного варіанту стіни, робимо висновок, що оптимальною товщиною утеплювача з мінераловатних плит $\lambda = 35$ кг/м³ становить 100 мм. Теплопровідність проєктованої будівлі забезпечена.

Розділ 2. Розрахунково-конструктивний

2.1. Розрахунок фундаментів з паль

Об'єкт будівництва знаходиться в місті Суми Зона клімату

проектуючої будівлі - 2

Район клімату - Підрайон - В

Розрахункові дані температури, повітря (ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010) Найнижча темпер. доба - 28С°

Найхолодніші будні дні - 24С°

Шар промерзання ґрунту в зимку -1,20 м (ДБН В.2.1-10-2009) Переважні вітри Пд Зх.

Проектуючий об'єкт, розміри якого на плані 24,04х20,09 м. Будівля каскадного типу має 10 поверхів висота

Таблиця 2.1. Температура по місяцях

Місяці	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
t^0	-6.6	-5.8	-0.8	8.1	14.6	17.9	19.5	18.4	13.0	6.7	0.4	-4.3

будівлі 34,58 метрів.

Відповідно до призначення будівлі підібрані основні типові конструкції, вони є економічно вигідні та відповідають вимогам БЖД і новим методам виконання проекту і організації праці.

Пальвий фундамет, складаються з паль та ростверків. Ростверок монолітний залізобетонний, балочного типу, бетон класу С16/20. Розмір ростверку під центральну стіну має розміри: висоту 600 мм, ширину 600 мм. Місце паль під зовнішні і внутрішні стіни однорядне.

Палі забивні залізобетонні представлені у вигляді висячих паль, квадратної форми 300х300, з напруженою арматурою. Довжина їх 8 метрів, за серією 1.011-6 тамаркою С8-30.

«Всі стіни об'єкту на всіх поверхах здійснюють зі звичайної керамічної цегли М-125 на суміші марки М100. З четвертого поверху і вище виконують зі звичайної цегли М-100 застосовуючи розчин марки М75. Перегородки роблять з цегли та

гісокартонного листа. Підвальні стіни виконують із збірних бетонних блоків ФБС 24.6.6-т, ФБС 12.6.6-т, ФБС 9.6.6-т.» [2]

В якості несучих конструкцій покриття та перекриття прийнято пустотілі плити маркою: ПК63.15-8АтVТ-а, ПК63.12-8АтVТ-а.

Покрівля проектується з ухилом $i=0.01$ для відведення води в жолоби. Заповнення віконних прорізів здійснено двокамерними склопакетами в металевих профілях.

Підлоги були прийняті чотирьох типів в залежності від типу приміщення.

Розрахунок плити перекриття

Дані для розрахунків

Багатопустотна плита П6, що взята відповідно серії 1.141-1 виш. 60Розміри плити дорівнюють $b \times l$, 1,5 метрів

Виготовлена з важкого бетону класу С25/30 з показниками міцності:

$$f_{cd} = 17.0 \text{ МПа}$$

$$f_{ctd} = 2.6 \text{ МПа}$$

$$E_{cd} = 25000 \text{ МПа}$$

$$E_{cm} = 32500 \text{ МПа}$$

Клас попередньо напружено арматури А 600 відповідає нормам з показниками міцності:

$$f_{pk} = 630 \text{ МПа}$$

$$f_{p0.1k} = 575 \text{ МПа}$$

$$f_{pd} = 479.167 \text{ МПа}$$

$$E_p = 190000 \text{ МПа}$$

В якості арматури, що використовується з каркасах та сітках прийнято звичайну арматуру класом А400С з показниками міцності:

$$f_{yd} = 400 \text{ МПа}$$

$$E_s = 210000 \text{ МПа}$$

В якості поперечної аматири, що використовується з каркасах та сітках прийнято дровову арматуру класу B500:

$$f_{yd} = 500 \text{ МПа}$$

$$E_s = 190000 \text{ МПа}$$

Елементи об'єкта якого підлягають розрахунку та визначення відносять до класу наслідків відповідно до норм, конструкції до категорії відповідальності конструкції Б Відповідно до таблиці 5, коеф. надійності за відповідальністю матиме $\gamma_n = 1,20$.

Діючі навантаження

На пустотілу плиту перекриття діють такі види навантажень, япостійні та тимчасові. Тимчасові навантаження прийнято у відповідності до нормативів.

Збір навантаження на плиту відображуємо до табл. 2.2.

Таблиця 2.2. Розрахунок навантаження на 1 м² плити

Навантаження	Характеристичне значення нормативного навантаження	Коефіцієнт надійності γ_n	Розрахункове навантаження, Па
Постійне:			
Власна вага пустотної плити	3166	1,1	3483
Лінолеум t = 5 мм p = 1500 кг/м ³	75	1,1	83
Звукоізоляція t = 5 мм p = 1900 кг/м ³	95	1,2	114
Стяжка цементно-піщана	1140	1,1	1254
Всього	4476		4933,1
Тимчасове:			
Квартири житлових будинків, ДБН	1500	1,2	1800
В тому числі:			
квазіпостійне	350	1,2	420
короткочасне	1150	1,2	1380
Повне навантаження	5976		6733,1

Розрахунок прольоту плити при опиранні на стіни:

$$l_0 = L - 4/3 * 0.2 = 5.73$$

Навантаження на їх довжин при ширині плити перекриття 1,5 м: Постійне розрахункове навантаження $q = 4933,1 * 1,5 * 1,2 = 7399,7$ Н/м Повне навантаження з урахуванням тимчасового $6733,1 * 1,5 * 1,2 = 10100$

Н/м Тимчасове $1800 * 1,5 * 1,2 = 2700$ Н/м Нормативне навантаження:

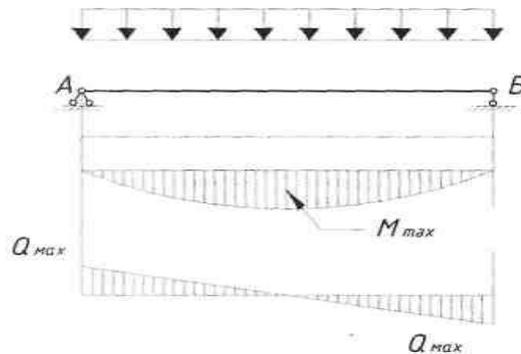
Постійне $4476 * 1,5 * 1,2 = 6714$ Н/м Повне $5976 * 1,5 * 1,2 = 8964$ Н/м

Нормативна квазіпостійна $4826 * 1,5 * 1,2 = 7239$ Н/м

Визначення геометричних розмірів плити перекриття та зусиль від

усих навантажень

Зусилля визначаємо на метри-пагонні плити, відповідно до розрахункової схеми як це показано на малюнку. Визначаємо моменти згину та перерізуючі зусилля від розрахункового та нормативного навантажень.



Момент згину від розрахункового навантаження:

$$M = \frac{(q + v) \cdot L^2}{8} = \left(\frac{10099,7 \cdot 5,7^2}{8} \right) = 41498,3 \text{ Н} \cdot \text{М}$$

Поперечна сила від розрахункового навантаження:

$$V = \frac{(q + v) \cdot l}{2} = \left(\frac{10099,7 \cdot 5,7}{2} \right) = 28952 \text{ Н} = 29 \text{ кН}$$

Згинальний момент від нормативного навантаження:

$$M_n = \frac{(q_n + v_n) \cdot L^2}{8} = \left(\frac{8964 \cdot 5.7^2}{8} \right) = 36832 \text{ Н} \cdot \text{М}$$

Згинальний момент від нормативного довготривалого:

$$M_l = \frac{(q_{n+L}) \cdot L^2}{8} = \left(\frac{7239 \cdot 5.7^2}{8} \right) = 29744 \text{ Н} \cdot \text{М}$$

Для розрахунку плити переріз приводимо до таврового з висотою плитирівною $h = 22$ см шириною полицки $b^f = b = 150$ см

шириною ребра $b_1 = b \cdot k = 150 \cdot 7 = 1050$ см товщиною

стиснутої полицки $h_f = 3$ см *Попереднє напруження*

Початкове попереднє напруження приймаємо: $0,8 \cdot 630 = 441$ МПа

Перевіряємо умови $\sigma_p \leq 0,3 f_{p0.1k}$ $\sigma_{sp} \leq p \leq 0,3 f_{pk}$ де:

p – граничне допустиме відхилення, МПа

l – відстань між зовнішніми гранями упорів $= 30 + 360/l =$

$(30 + 360)/6 = 90$ МПа

що менше $f_{pk} - p = 575 - 90 = 485$ МПа але більше $0,3 f_{p0.1k}$

$= 0,3 \cdot 575 = 173$ МПа

Розрахунок міцності перерізів нормальних к повздовжній вісі елементу

Характеристика стиснутої зони. $\sigma_{sp} \leq 0,008 f_d$ $\sigma_{sp} \leq 0,008 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \leq 0,7$

Визначаємо $\Delta \sigma_{sp} = 1500 \cdot \frac{\sigma_{sp}}{R_s} - 1200 = 1500 \cdot \frac{441}{575} - 1200 = 49,6$ МПа

Граничну відносну висоту стиснутої зони можемо визначити за

формулою: $\sigma_{sR} = f_{p0.1k} + 400 - \sigma_{sp} - \Delta \sigma_{sp} = 575 + 400 - 441 - 50 = 484,435$ МПа

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{p0.1k}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = 0,56823$$

Момент розрахунковий $M = 41498,3 \text{ Н}\cdot\text{М}$ Переріз тавровий з поличкою в стиснутій зоні:

$$d = h - a = 22 - 3 = 19 \text{ см}$$

Визначаємо $\alpha_m = \frac{M}{f_{sd} \cdot b \cdot d^2 \cdot 100} = \left(\frac{4E+06}{14,5 \cdot 1,5 \cdot 361}\right) = 0.05872$

за допомогою яких знаходимо значення $\xi = 0,08$

$$\zeta = 0,96$$

Висоту стиснутої зони бетону розраховуємо за формулою:

$$x = \xi \cdot d = 0,08 \cdot 19 = 1,52 < 5 \text{ нейтральна вісь проходить в поличці.}$$

Коефіцієнт умови роботи високоміцної арматури визначаємо за формулою:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1\right) \leq \eta$$

для сталі А600 $\eta = 1,15$

$$\gamma_s = 1 < \eta$$

$$A_{sp} = \frac{M}{\gamma_{s6} \cdot f_{pd} \cdot \zeta \cdot d \cdot 100} = 4,74809 \text{ см}^2$$

Необхідна площа перерізу попередньо напруженої арматури: Приймаємо 3 стержня 16 мм $A_{sp} = 6.03 \text{ см}^2$

Розрахунки плити за граничними станами II групи

Геометричні розміри плити

Пустоти у плиті замінюємо еквівалентними квадратами: $d = 0,9 \cdot 14,9 = 13 \text{ см}$

Товщина полку еквівалентного перерізу $h_f = (h-d) \cdot 0,5 = 4,295 \text{ см}$ Ширина ребер $b_1 = b - k \cdot d = 150 - 7 \cdot 14,9 = 45,7 \text{ см}$

Площа перерізу $A_{red} = b \cdot h - k \cdot d = 150 \cdot 22 - 104 \cdot 13,41 = 1901,34 \text{ см}^2$

Відношення модулів пружності $\alpha \frac{E_s}{E_{sm}} = \frac{1,90E+05}{27000} = 7$

Відстань від нижньої грані до центра ваги приведенного перерізу: $y_0 = 0,5h = 0,5 \cdot 22 = 11 \text{ см}$

Моментом інерції перерізу:

$$I_{red} = \frac{b \cdot h^3}{12} - \frac{b_1 \cdot d^3}{12} = 112140,09 \text{ см}^3$$

Момент опору приведенного перерізу відносно нижньої грані:

$$I_{red} = \frac{b \cdot h^3}{12} - \frac{b_1 \cdot d^3}{12} = 112140,09 \text{ см}^3$$

Відстань від центральної точки, найбільш віддаленої від розтягнутої зони (верхній) до центра ваги перерізу визначаємо:

$$r = \frac{0,85 \cdot W_{red}}{A_{red}} = \frac{0,85 \cdot 10195}{1901,34} = 4,56 \text{ см}$$

Пружнопластичний момент опору відносно нижньої грані приведенного перерізу:

$$W_{pl} = 1,5 \cdot W_{red} = 1,5 \cdot 10194,6 = 15291,83 \text{ см}^3$$

Розрахунок витрат попередніх напруг в арматурі

Миттєві втрати:

Від релаксації напружень в арматурі при електротермічному засобінатягу на упори.

$$\sigma_{p,max} = 0,8 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 630 = 504 \text{ МПа}$$

$$\Delta P_r = 0,03 \cdot A_s \cdot \sigma_{p,max} = 0,03 \cdot 504 \cdot 0,000603 = 0,00912 \text{ мН} = 9,117 \text{ кН}$$

2. Втрати від температурного перепаду $\Delta P_0 = 0 \text{ кН}$

3. Від деформації сталевих форм – при електротермічному способі не враховуються.

4. Втрати внаслідок миттєвої деформації бетону

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad \text{де } \sigma_c - \text{ зміна напруження у центрі ваги}$$

арматури.

$$\sigma_c = 0,6 f_{ck} = 0,6 \cdot 18,5 = 11,1 \text{ МПа}$$

$$j = \frac{n-1}{2n} = \frac{2-1}{4} = 0,25$$

n – кількість успішно натягнутих пучків, приймається ½

$$\Delta P_{el} = 0,00060 \cdot 190000 \cdot \left(0,25 \cdot \frac{11,1}{32500}\right) = 0,00978 \text{ мН} = 9,78252 \text{ кН}$$

Залежні від часу втрати попереднього напруження:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QR}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} Z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}$$

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ – абсолютне значення зміни напруження в арматурі внаслідок повзучості і усадки та релаксації на відстані x в момент часу t;

ε_{cs} – обчислене значення деформації усадки згідно з 3.1.3.8, абсолютна величина;

E_p – модуль пружності напруженої сталі; E_{cm} – середній модуль пружності бетону;

$\Delta \sigma_{pr}$ – абсолютна величина зміни напружень в арматурі на відстані x у момент часу t, викликана релаксацією напруженої арматури. Вона визначається при напруженнях

– початкові напруження в арматурі, викликані попереднім напруженням, постійними та квазі-постійними впливами;

$\sigma_p = \sigma_p(G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$, де $\sigma_p(G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$ – коефіцієнт повзучості в момент часу t при часі прикладання навантаження t_0 ;

$\sigma_{c,QR}$ – напруження у бетоні, прилеглому до арматури, внаслідок дії власної ваги, попереднього напруження та інших відповідних квазі-постійних впливів. Величина може бути наслідком частково власної ваги і

$$\sigma_{c,QR}$$

початкового напруження або повного сполучення дії $\sigma_p(G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$

залежно від стадії роботи конструкції, що розглядається; A_p – площа всієї напруженої арматури на відстані x ; A_c – площа перерізу бетону;

I_c – момент інерції перерізу бетону;

Z_{cp} – відстань між центром ваги перерізу бетону і арматурою. $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$ – деформація усадки бетону приймається за нормою та

дорівнює $\varepsilon_{cd} = 0,6$

$$\text{Тоді } \varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2,1E - 05$$

$$\sigma_p = 0,3 \cdot f_{p0,1k} = 176 \text{ МПа}$$

$$\varphi(t, t_0) = 1,10 E_{cm} = 1,10 \cdot 32500 = 35750$$

$$E_p = 1,9E+05 \text{ МПа}$$

$$A_c = 0,19 \text{ м}^2$$

$$Z_{cp} = 0,00 \text{ м}$$

$$P_{m0} = A_p \cdot \sigma_{pm0} = 0,28 \text{ мН} = 284,918 \text{ кН}$$

$$\sigma_c = 0,6 \cdot f_{ck} = 11,10 \text{ мН} = 11100 \text{ кН}$$

$$\Delta P_{c+s+r} = 0,067843 \text{ мН} = 67,84 \text{ кН}$$

Розрахункове значення сили попереднього напруження визначають так:

$$P_{dt}(X) = \gamma_p \cdot P_{mt}(X) \quad \text{де середнє значення сили напруження} \quad 3$$

урахуванням миттєвих втрат та втрат залежних від часу

$$P_{m,t}(X) = \Delta P_{m0}(X) - \Delta P_{c+s+r}(X)$$

Величина сили напруження з урахуванням миттєвих втрат визначається

так:

$$P_{m0}(X) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(X)$$

Сума миттєвих втрат складає $\Delta P_{m0} = 9,11736 + 9,783 = 18,9$ кН

Тоді напруження обтиску з урахуванням миттєвих втрат складає: або беремо менше зі значень:

$$P_{m0} = A_p \cdot \sigma_{pm0} - \Delta P_{m0} = 266,018 \text{ кН}$$

$$\sigma_{pm0} = 0,75 f_{pk} = 472,5 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{pm0} = 0,85 f_{p0,1k} = 488,75 \text{ МПа}$$

$$P_{m,1} = 266,018 - 67,84 = 198,17 \text{ кН}$$

Розрахункове значення сили попереднього напруження визначають:

$$P_{dt}(x) = \gamma_p \cdot P_{mt}(x) = 1 \cdot 198,17 = 198,17 \text{ кН}$$

Визначення за похилим перерізом

Поперечна сила від розрахункового навантаження $V = 28952$ НВплив зусилля обтиску 198,17 кН

Перевіряємо умову, за якою похилих тріщин не буде:

$$V_{max} \leq \varphi_{c3} \cdot f_{ctd} \cdot (1 + \varphi_f) \cdot b \cdot d$$

$\varphi_{c3} = 0,6$ Коефіцієнт (для важкого та ніздрюватого бетонів).

Коефіцієнт φ_f , який враховує вплив звисів стиснутої полиці,

визначається:
$$\varphi_f = \frac{0,75(b_f - b) \cdot h_f}{b \cdot d} = 0,7401$$
 приймаємо подалі 0,5

Тоді $V_{max} \leq \varphi_{c3} \cdot f_{ctd} \cdot (1 + \varphi_f) \cdot b \cdot d = 29 \text{ кН} \leq 67,73 \text{ кН}$ умова виконується. За розрахунком тріщини не виникають. Поперечної арматури за розрахунком не потрібно улаштовувати. Тому приймаємо на при опорній частині довжиною $\frac{1}{4} L$ встановлюємо конструктивно поперечні стержні

$d = 4$ мм В500 з кроком 10 см.

Розрахунок фундаментів

Визначення розрахункового навантаження, що допускається на забивну палю

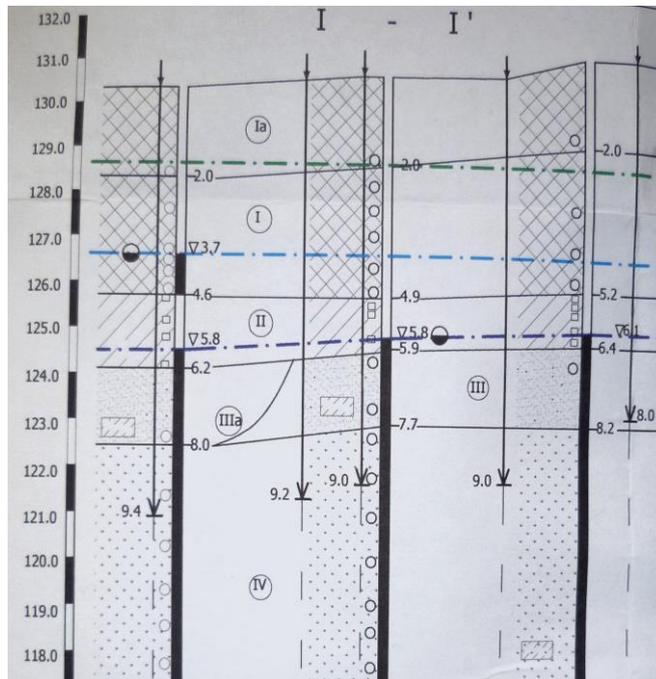
У кліматичному районі будівництво знаходиться в І клім. районі. Рельєф даної місцевості рівний. Майданчик знаходиться за межами сейсмічної зони.

Глибина сезонного промерзання дорівнює - 1.2м. Під час весни майданчик не затоплює талими водами.

Проаналізувавши ґрунтові умови майданчику і фізико-механічні властивості ґрунтів основи пальових фундаментів можна зробити висновок, що потрібно пройти слабкі шари ґрунту та зробити опирання на стисливий шар ґрунту піку мілкого, середньої щільності.

Ростверк виконаний з бетону класу C20/25 $R_{bt} = 1,050$ мПа. Висоту ростверку: 0,600 м.

Інженерно-геологічний розріз майданчику



Приймем палі С8-30 (довжиною 8 м, перерізом 30х30 см). Несуча здатність, якої забивної висячої палі:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + U \sum \gamma_{cf} f_i h_i)$$

де $\gamma_c, \gamma_{cr}, \gamma_{cf}$ дорівнюють одиниці при занурюванні палі гідравлічним молотом;

$A = 0,09 \text{ м}^2$ – площа поперечного перерізу палі; $U = 1,2 \text{ м}$ – периметр поперечного перерізу палі.

Глибина заглиблення нижнього кінця палі від рівня природного рельєфу сягає 9.8 м.

Розрахунковий опір під нижнім кінцем палі згідно норм:

Приймаємо $R=2600$ кПа

Розрахунковий опір на бічній поверхні палі розраховується згідно норм, при цій товщині кожного шару рекомендується приймати не більше 2 м.

Розкопуємо шари ґрунту і визначаємо середню глибину розміщення кожного шару.

Середня глибина розміщення:

$H_1 = 4,8$ м (наживні ґрунти: піски дрібні з прошарками пісків середньої крупності, маловологі);

$H_2 = 6,2$ м (суглинок чорнобурий м'якопластичний);

$H_3 = 8,0$ м (пісок дрібний, сірий середньої щільності);

$H_4 = 13,8$ м (пісок середньої крупності, сірий, щільний).

Розрахунковий опір ґрунтів на бічній поверхні палі: $f_{x1} = 26$ кПа;

$f_{x2} = 42,5$ кПа;

$f_{x3} = 44$ кПа;

$f_{x4} = 49,7$ кПа.

Таблиця 2.3. Опір по бічній поверхні палі

Середня глибина розміщення шару ґрунту, м	Розрахунковий опір по бічній поверхні палі f_i , кПа	Товщина i -го шару, що контактує з бічною поверхнею палі, м
$H_1=4,8$	$f_1=26$	$h_1= 2,3$
$H_2=6,2$	$f_2=42,5$	$h_2= 1,6$
$H_3=8,0$	$f_3=44$	$h_3=1,6$
$H_4=13,8$	$f_4=49,7$	$h_4= 1,9$

Визначаємо несучу здатність палі:

$$F_d = 1(1 \cdot 2600 \cdot 0,09 + 1 \cdot 1,2(2,3 \cdot 26 + 1,6 \cdot 42,5 + 1,6 \cdot 44 + 1,9 \cdot 49,7)) =$$

$$= 1(234 + 1,2(59,8 + 68 + 70,4 + 94,43)) = 585 \text{ кН} = 0,585 \text{ МН}$$

$$N_n = \frac{0,585}{1,4} = 0,42 \text{ МН}$$

Розрахунок пальових фундаментів

Даним розрахунком визначаємо необхідну кількість паль на 1 м погонної довжини під стіни.

Визначаємо навантаження на палю.

Таблиця 2.4. Збір навантаження від покриття та перекриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f	Розрахункове навантаження Н/м ²
1	2	3	4
I. Навантаження покриття (Постійне + тимчасове)			
1. Руберойд Minerak PoliBond 2 шари: - верхній шар $\delta=4$ мм $\gamma=4,6$ кг/м ² - нижній шар $\delta=3$ мм $\gamma=3,5$ кг/м ²	0,081	1,2	0,097
2. Цементно-піщана стяжка $\delta=50$ мм $\gamma=1800$ кг/м ³	0,9	1,2	1,08
3. Ухил керамзитом $\delta=0-200$ мм, приймаємо $\delta=100$ мм, $\gamma=350$ кг/м ³	0,35	1,3	0,46
4. Цементно-піщана затирка $\delta=25$ мм, $\gamma=800$ кг/м ³	0,2	1,2	0,24
5. Залізобетонна плита $\delta=220$ мм $\gamma=1418$ кг/м ³	3,12	1,2	3,744
Тимчасове навантаження: Снігове навантаження	1,67	1,14	1,9038
Всього:	6,32		7,52

II. Навантаження перекриття (Постійне + тимчасове)			
1.Перекриття типового поверху:			
1.Лінолеум $\delta= 5$ мм, $\rho=$ 1500кг/м^3	0,075	1,1	0,08
2.Шар із холодної бітумної мастики $\delta= 2$ мм 900кг/м^3	0,018	1,1	0,02
3.Цементно-піщана стяжка $\delta=68$ мм, $\rho=1800$ кг/м^3	1,224	1,2	1,47
4.Шар звукоізоляції $\delta=5$ мм, $\rho=1900$ кг/м^3	0,095	1,1	0,1
5.Багатопорожниста плита $\delta=220$ мм $\gamma=1418$ кг/м^3	3,12	1,2	3,744
Постійне навантаження	4,53		5,41
Тимчасове навантаження	1,5	1,2	1,8
Повне навантаження	6,032		7,21

Таблиця 2.5. Збір навантаження від стін:

Стіна по вісі " _ "	№ поверху	Параметри цегляної стіни			Коеф. арх.	Питома вага	Коеф. Надійн.	Навантаження на стіну	
		Товщ.	Висота	Коеф. проріз.				Норма- тивне	Розрахун- кове
		d	H	$K_{пр.}$				g норм.	g розр.
		(м)	(м)					(кН/м)	(кН/м)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
"А3" 1в-5в	1	0,64	3,0	0,8	1,00	18,00	1,30	27,6	35,9
	2-10, горище	0,64	26,5	0,8	1,00	18,00	1,3	194,6	253,0
	підвал	0,64	2,8	0,9	1,00	25,00	1,10	40,3	44,3
Всього:								262,5	332,9
"Б3" 1в-5в	1-10, горище	0,64	29,5	0,8	1,00	18,00	1,3	216,6	281,6
	підвал	0,64	2,8	0,9	1,00	25,00	1,10	40,3	44,3
Всього:								256,9	325,9
"В3" 1в-5в	1	0,64	3,0	0,8	1,00	18,00	1,30	27,6	35,9
	2-10, горище	0,64	26,5	0,8	1,00	18,00	1,3	194,6	253,0
	підвал	0,64	2,8	0,9	1,00	25,00	1,10	40,3	44,3
Всього:								262,5	333,2
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
"Г3" 1в-5в	1	0,64	3,0	0,8	1,00	18,00	1,30	27,6	35,9
	2-10, горище	0,64	23,5	0,8	1,00	18,00	1,3	172,5	224,3

Всього:								240,4	304,5
"ДЗ" 1В-5В	1	0,64	3,0	0,8	1,00	18,00	1,30	27,6	35,9
	2-10, горище	0,64	17,5	0,8	1,00	18,00	1,3	128,5	167,05
	підвал	0,64	2,8	0,9	1,00	25,00	1,10	40,3	44,3
Всього:								196,4	247,25
"ЕЗ" 1В-5В	1	0,64	3,0	1,0	1,00	18,00	1,30	34,56	44,9
	2-10, горище	0,64	26,5	1,0	1,00	18,00	1,3	243,27	316,2
	підвал	0,64	2,8	1,0	1,00	25,00	1,10	44,8	49,28
Всього:								322,63	410,38
"ЖЗ" 1В-5В	1-10, горище	0,64	29,5	1,0	1,00	18,00	1,3	270,8	352,0
	підвал	0,64	2,8	1,0	1,00	25,00	1,10	40,3	49,28
Всього:								311,1	401,28

Таблиця 2.6. Розрахункове навантаження на рівні верхнього обрізу ростверку:

Стіна	Навантаження				Довжина вантажної площі	Всього
	Покриття	Перекриття	Від стін	Тимчасова		
"вісь"	кН/м ²	кН/м ²	кН/м	кН/м ²	м	кН/м
"АЗ" 1В-5В	7.52	7.21	332.90	3.7	3.15	414.21
"БЗ" 1В-5В	7.52	7.21	247.25	3.7	3.15	328.56
"ВЗ" 1В-5В	7.52	7.21	325.90	3.7	3.15	407.21
"ГЗ" 1В-5В	7.52	7.21	297.30	3.7	3.15	378.61
"ДЗ" 1В-5В	7.52	7.21	240.00	3.7	3.15	321.31
"ЕЗ" 1В-5В	7.52	7.21	333.20	3.7	3.15	414.51
"ЖЗ" 1В-5В	7.52	7.21	304.50	3.7	3.15	437.094
"1В"			410.38			410.38
"2В" АЗ-ЖЗ			401.28			401.28
"3В" АЗ-ЖЗ			401.28			401.28
"4В" АЗ-ЖЗ			311.58			311.58
"5В" АЗ-ЖЗ			490.98			490.98

Необхідну кількість палів визначаємо за формулою:
$$n = \frac{N_i}{N_n}$$

Таблиця 2.7. Розрахунок ведемо в табличній формі

Стіна "вісь"	Навантаження, МН	Необхідна кількість паль на 1 м, $n_t=N/N_{св}$ (шт.)		Відстань між двома палями, м	
		Розрахункова	Прийнята	Розрахункова	Прийнята
"А3" 1в-5в	0.410	0.99	1	1.01	1
"Б3" 1в-5в	0.386	0.92	1	1.09	1.1
"В3" 1в-5в	0.329	0.78	1	1.28	1.28
"Г3" 1в-5в	0.407	0.97	1	1.03	1
"Д3" 1в-5в	0.379	0.90	1	1.11	1.1
"Е3" 1в-5в	0.321	0.77	1	1.31	1.3
"Ж3" 1в-5в	0.415	0.99	1	1.01	1
"1в"	0.397	1.04	1	0.96	1
"2в" А3-Ж3	0.329	0.78	1	1.28	1.28
"3в" А3-Ж3	0.410	0.98	1	1.02	1
"4в" А3-Ж3	0.401	0.96	1	1.05	1
"5в" А3-Ж3	0.401	0.96	1	1.05	1

Висновок: згідно таблиці 2.6. приймаємо 1палу на 1 погонний метростверку.

З ціллю уніфікації відстань між палями складає 1010 мм, 1100 мм та 1400

мм.

Розділ 3. Дослідницький технологічно – організаційний

Постановка задачі. На території Сумської області, особливо у її західних та центральних частинах поширені лісоподібні суглинки. Саме тому значна частина об'єктів зводиться якраз на таких ґрунтах з використанням паливових фундаментів. Починаючи з 80-х років на будівництві об'єктів в Сумській області почали застосовувати залізобетонні призматичні палі квадратного перерізу зі розмірами 20...40 см та довжиною до 12 м; пірамідальні довжиною 2...4 м; короткі зубоподібні блоки; буронабивні циліндричні палі з розширенням п'яти та без розширення; фундаменти в пробитих свердловинах (ФПС) діаметром 50см з ґрушоподібним розширенням із втрамбованого твердого водонерозчинного матеріалу та без нього.

Перші випробування для кожного виду палі базувалися на польових випробуваннях статистичних навантаженнях у різних частинах Сумської області. До них входили на той час Сумський, Буринський, Глухівський, Роменський, Недригайлівський, Білопільський, Краснопільський та Лебединський район. За допомогою споруди динамічним та статичним вдавлюючими навантаженнями визначалася несуча здатність палі здебільшого проведенням польових випробувань натурних палі для кожного об'єкту.

Технічним завданням обумовлюється загальне число палі, що піддаються контрольним випробуванням під час здійснення БМР. Ця кількість палі повинна бути не меншою: для статичних випробувань двох; для динамічних випробувань – шести [4].

Основним підрядником, що виконував польові випробування натурних палі на здійсненні БМР Сумської області, був учасок Львівського фундаментспецбуду. Ця організація також здійснювала динамічні випробування та статичне зондування. В цей же час залучалися спеціалізовані наукових організацій – НДІБП Держбуду, кафедри Полтавського інженерно-будівельного інституту, Харківського фундаментспецбуду до проведення випробування ж палі статичними вдавлюючими навантаженнями. Починаючи з кінця 80-х років статичні випробування палі проводив «Оргагробуд» трест, що був створений

Сумщині. Згодом, ці роботи виконувало мале підприємство «Будівельна наука». Тодішні працівники кафедри «Будівельного виробництва» СНАУ приймали активну участь у більшості проведених випробувань.

На сьогоднішній день спеціалізованої фірми, яка б займалася випробуванням паль на Сумщині, немає, тобто даний вид робіт виконується випадковими організаціями, особливо при здійсненні будівництва за рахунок бюджетних коштів. Дуже часто це відбувається з порушенням будівельних нормативів. [2, 5]. Проаналізувавши останні дослідження та публікації, які показують методи та способи вирішення цього питання, можемо сказати, що при проведенні польових контрольних випробуваннях натурних паль при здійсненні будівництва, необхідно дотримуватись вимог ДСТУ, так як у попередніх стандартах питання прискорених випробувань паль вдавлюючим статичним навантаженням нерозглядалося.

Діючий нормативний документ розглядає прискорені випробування, що будуть доречні для певних ґрунтових умов. Це значною мірою скоротить терміни проведення громіздких випробувань натурних паль статичним навантаженням, що вдавлює. Також даний стандарт враховує і виробничий досвід проведення прискорених випробувань.

Отже, спираючись на попередній досвід ведення польових випробувань, бачимо необхідність прив'язки етапів проведення польових випробувань натурних паль статичним навантаженням, що вдавлює, до вимог нормативних актів. При цьому значну роль відіграє програма польових випробувань паль; підготовка будівельного майданчика та влаштування дослідних паль, у тому числі і на ґрунтах з їх замочуванням; установка для випробування паль; процес проведення випробування та ведення відповідного журналу; аналіз результатів дослідження; приклад вирішення завдання на конкретній натурній пасці ФПС, прискорений метод випробування натурних паль у польових умовах.

Мета дослідження: проведення аналізу та систематизації досвіду сумських будівельників та виявлення основних проблем, їх причин та способів усунення у здійсненні польових випробувань натурних паль статичним вдавлюючим

навантаженням з метою подальшого його розвитку на будівельних об'єктах Сумської області.

Було зроблено спробу викласти досвід проведення польових випробувань натурних паль статичним вдавлюючим навантаженням з ув'язкою до вимог діючих нормативних актів [1, 4] на конкретному прикладі, та надати рекомендації щодо прискореного випробування натурних паль статичним вдавлюючим навантаженням.

Публікації. Юрченко О.В. Круподьор М. Проведення випробувань натурних паль статичним вдавлюючим навантаженням./ Економічні перспективи: Збірник студентських наукових праць, - м. Харків, 25 листопада 2022 – Х.:ХНАДУ -2022. С.145

Виклад основного матеріалу. До початку випробувань паль статичним вдавлюючим навантаженням складається Програма польових контрольних випробувань, яку підписують підрядна будівельна організація та генпроектувальник.

Основні вихідні дані, які заносяться до програми: види та конструкція паль, форми та розміри; спосіб занурення або влаштування паль; розрахункові навантаження на палі та ґрунтові умови об'єкта за результатами інженерно- геологічних випробувань, місце проведення випробувань, кількість паль (до 0,5% від загальної кількості паль на об'єкті, але не менше 2 шт. [1, 4]), конструктивна схема установки для здійснення дослідження; значення ступенів навантажень при випробуваннях; найбільші навантаження чи найменші переміщення паль під час випробувань; матеріали, вид, розміри і конструкція паль, що випробовуються, глибина їх занурення, проектна відмова; способи занурення або пристрої паль, що випробовуються.

Саме для перевірки відповідності несучої здатності паль розрахунковим навантаженням, що відображено у проекті пального фундаменту здійснюють польові контрольні випробування паль під час будівництва. Ці дослідження відбуваються на території будівництва будівлі, що проектується. Відстань повинна бути не більше 5 метрів і не менше 1 метра від гірських виробок, з яких відібрано

моноліти ґрунтів для лабораторних випробувань і де було здійснено статичне зондування. При цьому палі, що випробовуються, мають відповідати стандартам або технічним умовам. Коли бетон паль досягає 80% міцності призначається початок випробувань. Так як, на будівництві в Сумській області переважають просадні ґрунти, то необхідно звернути увагу на їх замочування до початку випробувань. Влаштування набивних паль у просадних ґрунтах, що призначені для досліджень, здійснювалося з врахуванням природної вологості ґрунту. Попередньо перед початком їх випробування робили замочування основи паль, яке тривало до його закінчення., при цьому схема розташування виробок для локального замочування ґрунту в основі палі приймалась згідно з нормативними документами.

Було проведено показові випробування фундаментів у пробитих свердловинах (ФПС) при здійсненні будівництва 9-ти поверхового 108 квартирного житлового будинку по вул. Роменській, №100 у м. Суми. Даний проект розробив Сумський інститут «Аропроект»; генпідрядник – Сумська ПМК-26 «Сумиоблагробуду». В даному випадку було проведено випробування статичним вдавлюючим навантаженням чотири ФПС з різними обсягами втрамбованого в п'яту паль гранітного щебеню. Бетонування стволів паль здійснювалося із використанням важкого бетону класу С 12/15 в пробитих при природній вологості ґрунту свердловинах. До проведення випробування змочувались всі фундаменти що випробовуються. Спеціально для цього пробурили 4 чотири свердловини діаметром 25 см, глибиною 170 см, та заповнили щебенем біля кожного фундаменту. Ділянка біля них також була заповнена 10-ти см шаром щебню (Рис. 3.1).

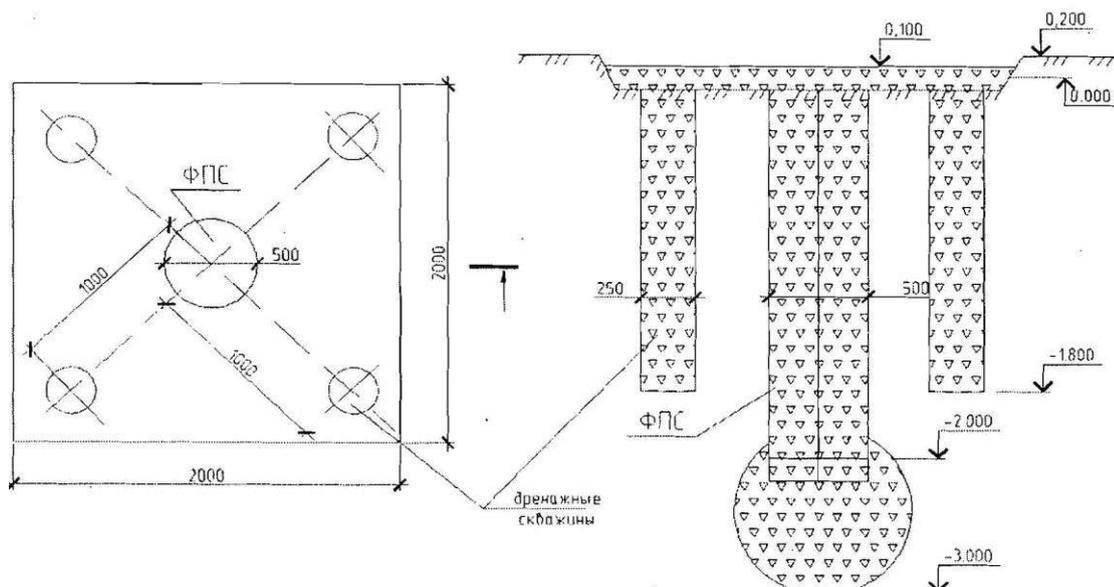


Рис. 3.1. Вид та схема розташування виробок для локального замочування ґрунтув основи палі

Напротязі 10-15 днів ділянка заповнювалась водою на всю висоту засипки щебеню. Потім перед кожним дослідом відбирали біля кожного фундаменту проби ґрунту з метою визначення його ступеня вологості в лабораторних умовах. На інших досліджувальних об'єктах також дотримувалися зазначеної схеми. При цьому витрата води визначалася згідно стандарту, випробування здійснювалися на спеціальному майданчику, який мав розміри не менше $1,5H$ від об'єкта, що будується, з боку зниженого рельєфу (H – товщина всіх просадних шарів). Згідно з нормативними документами просадні властивості ґрунтів і товщина просадних шарів на досліджуваному та забудованому майданчику мають бути однакові.

Час, який необхідний для замочування, визначається з урахуванням найменшої кількості діб за кожен метр глибини занурення палі та вже остаточно визначається при визначенні ступеня вологості зразків ґрунту, відібраних при контрольному бурінні свердловини з відривом 1 м від бічної поверхні палі. Початку випробуванню передують контрольне буріння свердловини. Якщо вологість ґрунту $S_r \geq 0,8$ об'єму ґрунту навколо палі, що випробується, обмеженого відстанню від осі палі, що дорівнює $5d$ при забивних і $3d$ при набивних палях (d - діаметр або найбільший розмір поперечного перерізу палі, то такий ґрунт визнають замоченим.[11]

Обладнання та прилади. Склад установки для випробування паль статичними вдавлюючими навантаженнями містить в собі:

1. пристрій для навантаження паль. Для проведення статичних випробувань в основному використовують гідродомкрати ДГ-100 та ДГ-200 із ручною насосною станцією РНС400. Тарований вантаж використовувався при статичних випробуваннях забивних паль на будівництві стадіону «Ювілейний» у м.Суми (у вигляді блоку противаги баштових кранів).

2. опорна конструкція для сприйняття реактивних сил. Існує 4принципових схем, які застосовувалися при будівництві в Сумському регіоні. На приклад, установка з гідравлічним домкратом, системою балок та анкерними палями застосована на будівництві інженерно-технологічного корпусу СНАУ; установка з вантажною платформою, яка є упором для гідравлічного домкрата – на будівництві більшості об'єктів сільськогосподарського призначення; встановлення з тарованим вантажем – на будівництві стадіону «Ювілейний» у Сумах; комбінована установка – на будівництві гуртожитку обласної комунальної установи Сумської обласної ради «СДЮСШ футбольний центр «Барса». За результатами випробувань можна стверджувати, що однією з кращих для проведення статичних випробувань паль на будівництві об'єктів сільськогосподарського призначення та житлового будівництва, висотою до 9 поверхів було визнано вантажну платформу. (Рис.3.2).

Ознайомитися з креслення установки (стадія КМ) можна на кафедрі «Будівництва та експлуатації будівель, споруд та транспортних споруд» СНАУ.

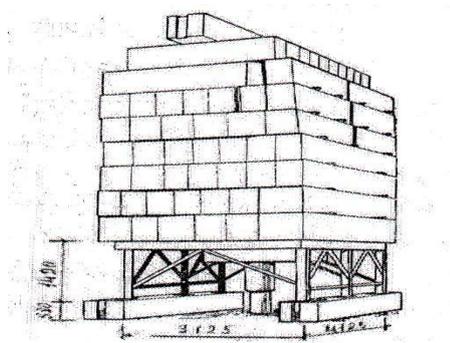


Рис. 3.2. Загальний вигляд платформи для завантаження фундаментів гідродомкратами. Загальна маса фундаментних блоків 180 т, маса платформи 1650 кг

При здійсненні вимірювань деформацій палі прилади мають забезпечувати похибку вимірів не більше 0,1 мм. Приймається по два прилади у всіх випробуваннях, що здійснюються., які повинні розташовуватись симетрично на рівних відстанях від палі, що випробовується (але не більше 2 м)

Покази двох приладів визначали переміщення палі як середнє арифметичне число. Перед дослідженням сталевий дріт, діаметром 0,3 мм попередньо розтягували протягом двох діб вантажем масою 4 кг, а під час випробувань вантаж на дроті становив 1...1,5 кг. Також здійснювали попереднє вертикальне планування майданчика для випробувань з метою нормальної установки обладнання та приладів.

Загальний вигляд платформи та реперної системи з вимірювальними приладами при польовому випробуванні ПФС-2 на будівництві 9-поверхового житлового будинку по вул. Роменській, 100 у м. Суми наведено на Рис.3.3.

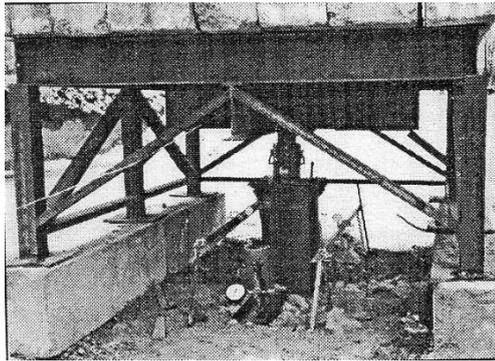


Рис. 3.3 Загальний вид вантажної платформи та реперної системи для випробування натурних палі

Усадку палі вимірювали двома прогібомірами системи ЛИСИ з межею розподілу 0,01 мм, закріплених на реперній системі з куточків 75 x 75 x 8 мм. Додержувались умови, що усі прилади, що використовуються для вимірювання переміщення палі та навантажень, мають бути протаровані та систематично перевірятися згідно з технічними характеристиками. Необхідно провести позачергову перевірку їх перед відправленням на місце випробувань. Також звертають увагу на те, що межі вимірювань та ціну поділу манометрів, що використовуються для визначення навантаження на палю в процесі випробувань,

треба обирати залежно від умови найбільшого навантаження на палю, передбаченої програмою випробувань, із запасом не менше 20%.

Завдяки проведенню випробування палі статичним навантаженням можна зробити висновок про несучу здатність одиночної палі залежно від її осідання під навантаженням. Необхідно при дослідженнях вести журнал за затвердженою формою[12].

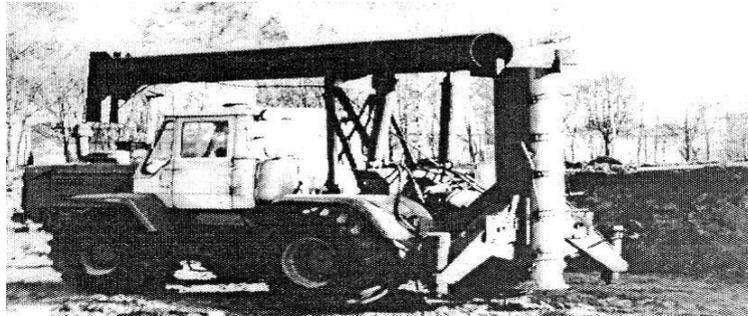
Навантаження палі проводиться рівномірно, без ударів, ступенями навантаження, встановленими програмою випробувань, але не більше $1/10$ заданої в програмі найбільшого навантаження на палю, а при заглибленні нижніх кінців натурних палі у щільні піски допускається перші три ступені навантаження приймати рівними $1/5$ найбільшою навантаження. Необхідно знімаються відліки по всіх приладах у наступній послідовності: 1 - відразу після застосування навантаження, 2 - потім поступово чотири відліки з інтервалом 30 хвилин і далі через кожну годину до умовної стабілізації деформації (загасання переміщення), і так на кожному ступені навантаження натурної палі.

Прийнято за умову умовної стабілізації деформації при випробуванні натурних палі приймати швидкість осаду палі на даному ступені навантаження, що не перевищує 0,1 мм за останні 60 хвилин спостереження, за умови, якщо під нижнім кінцем палі залягають піщані ґрунти, або глинисті ґрунти від твердої до тугопластичної констистенції. Значення, при якому загальне осадження палі становить не менше 40 мм повинно бути додержане при навантаження при випробуванні натурних палі. Також це навантаження палі повинно бути доведене до значення, що зазначено в програмі випробувань. Але воно має бути не менше, ніж півторне значення несучої здатності палі, визначеного розрахунком, або розрахункового опору палі за матеріалом. Вже після досягнення найбільшого навантаження ступенями, рівними подвоєним значенням ступенів навантаження, з витримкою кожного ступеня не менше 15 хв спостережень проводять розвантаження натурної палі. Далі напротязі 30 хвилин при піщаних ґрунтах під нижнім кінцем палі, і 60 хвилин при глинистих ґрунтах, зі зняттям відліків через

кожні 15 хвилин проводять спостереження за пружним переміщенням палі після повного розвантаження.

На прикладі будівництва 9-ти поверхового житлового будинку випробовується натурна паля ПФС-2, виконана в пробитій свердловині за допомогою спеціалізованої самохідної установки на базі трактора Т-150К (рис. 3.4), виготовленої ПМК-26 Сумського облагробуду.

Рис. 3.4. Встановлення у транспортному положенні



Паля ПФС-2 виконано на майданчику будівництва 108-квартирного житлового будинку на вул. Роменській, 100 у м.Суми. У геоморфологічному положенні майданчик належить до V-ї надзаплавної тераси нар. Рельєфрівний. Майданчик складається з таких ґрунтів:

1. Шар 1. Ґрунти-чорнозем. Потужність шару 0,5-0,7 м. Щільність ґрунту $\rho_n = 1,52 \text{ т/м}^3$.

2. Шар 2. Суглинок сірувато-польовий до калійово-темного, лісовидний, високопористий. Потужність шару 2,6...3,6 м, щільність частинок $\rho_s = 2,7 \text{ т/м}^3$, щільність ґрунту $\rho = 1,51 \text{ т/м}^3$ – ґрунт має просадні властивості.

Таблиця 3.1. Залежність відносної просадності від вертикального тиску

σ , МПа	0,05	0,1	0,2	0,3
ε_{sl}	0,008	0,013	0,029	0,042

Початковий тиск просідання $\rho_{sl} = 0,07 \text{ МПа}$.

1. Шар 3. Супісь світло-калева, лѣсовидная з плямами залізнення. Потужність шару 6,2...6,3 м; щільність частинок ґрунту $\rho_s = 2,68 \text{ т/м}^3$, щільність ґрунту $\rho = 1,69 \text{ т/м}^3$; ґрунт непросадний.

Інженерно-геологічний розріз представлений на рис. 3.5.

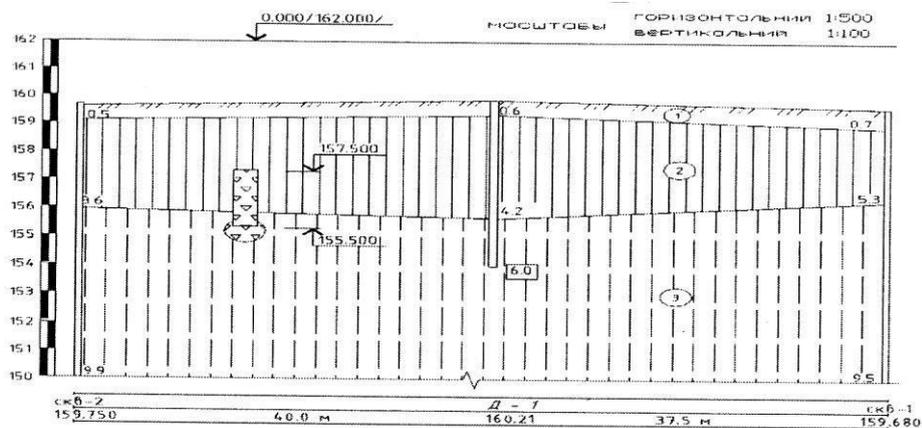
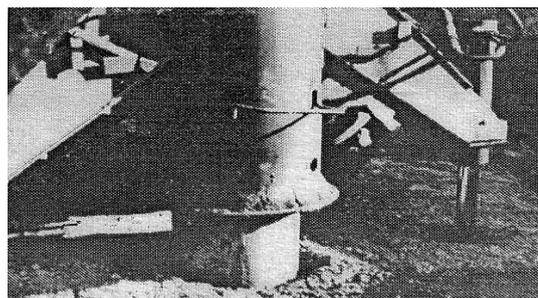


Рис. 3.5 Інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва таположення ПФС-2

Паля прорізує ґрунт просадження шару 2 і занурюється в непросадковий шар 3 близько 0,5 м. Падінням циліндричного чавунного снаряда масою 2,3 т утворюється ствол палі по одному сліду з висоти пад за першого удару 6,0 м (рис. 6). Щєбінь у розширенні втрамбував тим же снарядом пропорціями по 0,12 м³, всього 0,48 м³. При здійснені 118 ударів снаряда протягом 117 хв утворюється свердловина із втрамбованим щєбенем.

Рис. 3.6. Пробивання свердловини під палю

Ствол палі виконаний з важкого бетону класу за допомогою електровібратора. Дослід бетонування палі траває 15 хвилин. Перед початком та в процесі випробування палі проводиться замочування. Вода подавалася у

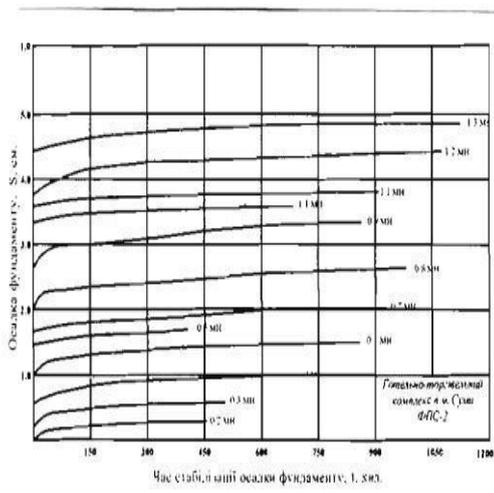


обвалований простір на висоту засипки щебенем. Цьому передувало здійснення відбіру проби ґрунту з простору поблизу палі. Лабораторне визначення вологості ґрунту виконано ГСЛ «Сумстрія» та дані подано в табл. 2.

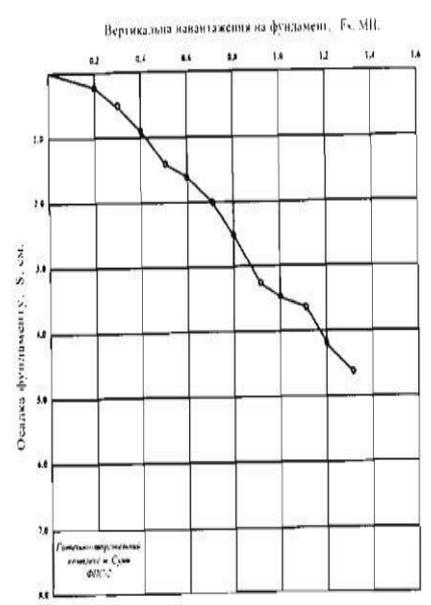
Таблиця 3.2 Результати визначення вологості проб ґрунту, відібраних після замочування ПФС-2

Паля ПФС-2	Фактичні показники вологості ґрунта: w % и S_r					
	відмітка відбору проб ґрунту після замочування					
	1 м – 2 проби		2 м – 2 проби		3 м – 2 проби	
№ проби	1	25,8	1	24,8	1	26,0
	0,89		0,86		0,90	
	2	26,0	2	25,8	2	26,4
	0,90		0,89		0,91	

Всі випробування палі ПФС-2 статичним вдавлюючим навантаженням проводились за затвердженою інститутом «Суміагропроект» програмою, із застосуванням вантажної платформи, що служить упором для гібралічного домкрата ДГ-202. Ступінь навантаження дорівнює 0,1 МН. Вимірювання усадки палі здійснювалось двома прогібомірами марки ЛІЗ 6 ПАТ, закріпленими на реперній системі з куточка, з точністю 0,001 мм (рис. 3). Журнал польових випробувань був оформлений відповідно до рекомендацій [1], додаток Ж. Повний цикл випробувань тривав 18 діб, починаючи від замочування просадного ґрунту, і до безпосереднього впливу, що тривало 19,17 годин. Графічне оформлення результатів польового випробування натурних палей статичним вдавлюючим навантаженням повинно виконуватись відповідно до стандарту. Для ПФС-2 складено два графіки, передбачені стандартом.



а



б

Рис. 3. 7. Графічне оформлення результатів випробування ФПС-2: Графік зміни осідання палі S у часі, за ступенями навантаження (рис.3.7а) та графік залежності осідання палі S від навантаження P (рис. 3.7б).

З графіка 3.7а бачимо, що кожен ступінь доведено до умовної стабілізації деформації. На рис. 3.7б показана залежність осадку палі від навантаження. Максимальне навантаження на палю дорівнює 1,3 МН при усадці 4,755 см. У процесі випробувань не відмічено втрату несучої здатності основи. Несучу здатність ФПС-2 обчислюємо відповідно до [4] при усадці, розраховуємо за формулою:

$$S = \gamma S_u,$$

де: $\gamma = 0,3$ – для фундаментів у пробитих свердловинах [14];

$S_u = 10$ см - допустима осадка для цегляних безкаркасних багатоповерхових будівель. Тоді $S = 0,3 \cdot 10 = 3,0$ см. Значить, несуча здатність ФПС-2 дорівнює $F_u = 0,85$ МН, а розрахункове навантаження, на неї допускається $P = 0,71$ МН.

Були проведення прискореного випробування натурних палей статичним вдавлюючим навантаженням. На сьогодні через тривалість повного циклу випробування, трудомісткість і вартість величезною мірою перешкоджають застосуванню випробування натурних палей статичним вдавлюючим

навантаженням, не зважаючи на те що даний метод вирішує питання про несучу здатність залежно від осідання під навантаженням. Тобто, коли в використанні індустріальних занурюваних паль як варіант можуть застосовуватись швидкопровідні випробування динамічним навантаженням в обсязі 1% паль на конкретному об'єкті, але не менше 6-ти штук [12], то для набивних паль, у тому числі фундаментів у пробитих котлованах (ФПК) і пробивних свердловинах (ФПС) такого варіанту поки що практично немає, наразі існують лише рекомендації щодо проведення прискорених випробувань натурних паль статичними вдавлюючими навантаженнями.

При випробовуванні було використано: метод релаксації напруги, метод циклічних випробувань. Прискорене випробування статичним вдавлюючим навантаженням, рекомендують здійснювати ступінчастим навантаженням натурної палі до заданих значень осад, що приймаються за таблицею 3 в залежності від ґрунтів на бічній поверхні палі і інтервалу досягнутих усадків палі. Таблиця 3.3 Ґрунтові умови випробування

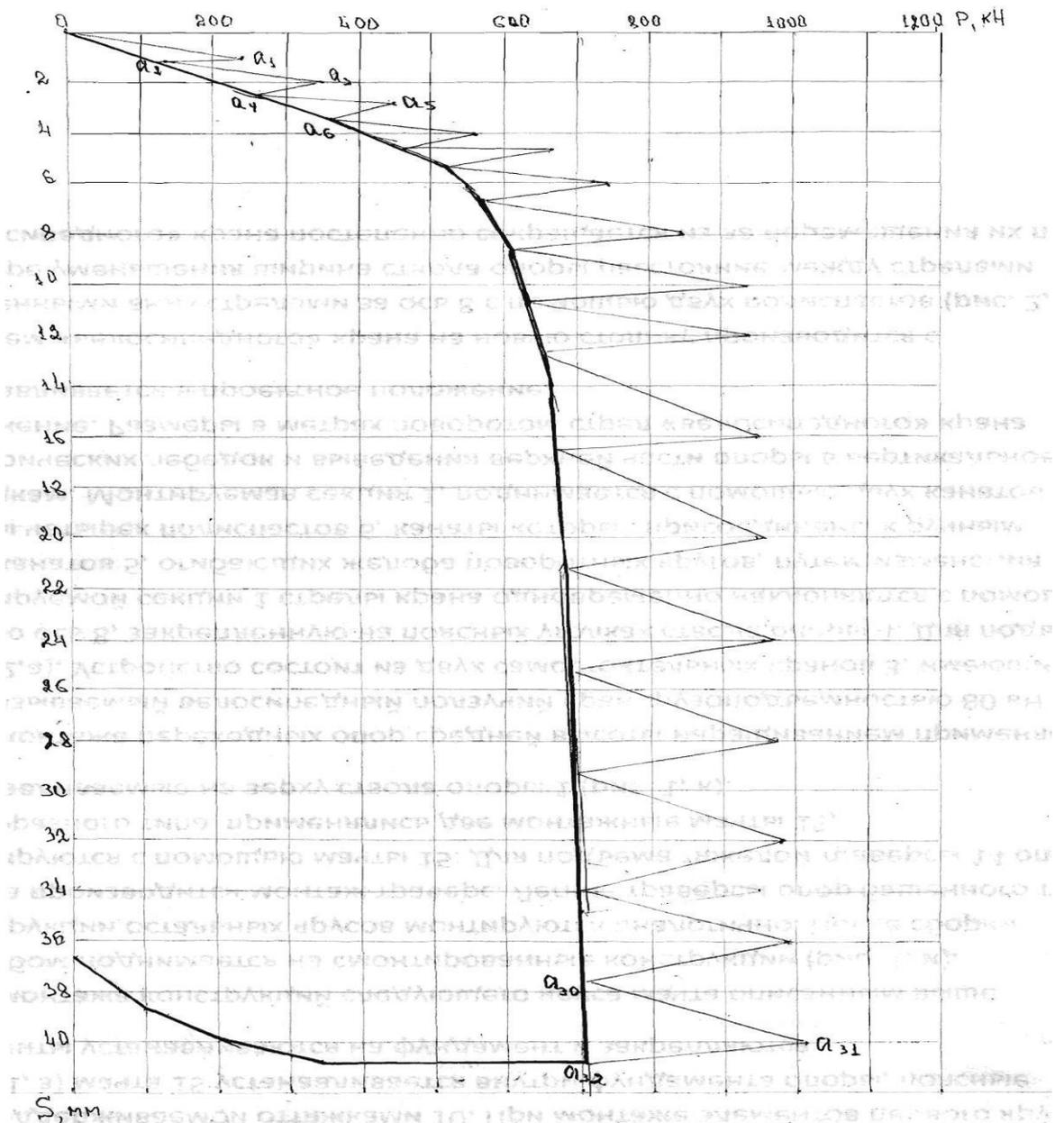
Ґрунти	Інтервал осад, <u>мм</u>	Ступінь опади, <u>мм</u>
Глинисті від текучепластичної до м'якопластичну консистенцію	< 3	0,5
	3 - 10	1,0
	>10	3,0
Глинисті від тягучепластичної до твердої консистенції, піщані пухкі складання	< 6	1,0
	6 – 12	2,0
	>12	4,0
Піщані середньої щільності та щільні	< 6	1,5
	6 – 12	3,0
	> 12	5,0

У процесі проведення випробування після досягнення заданого ступеня усадки (точки a1, a3, a5, a31 на рис.8) вимірюють навантаження на палю і знімають дані по приладах для вимірювання деформацій слідуючим чином: перед навантаженням палі (нульовий відлік), перший відлік – відразу після досягнення

заданої осідання, потім послідовно три відліки з інтервалом 5 хв і далі, через кожні 10 хвилин до умовної стабілізації навантаження (припинення релаксації навантаження (точки a2, a4, a6, a31 на рис.8)

При умові умовної стабілізації навантаження приймають кінцеве значення за останній інтервал виміру, у якому було досягнуто передбачена програмою випробувань швидкість зниження навантаження. Випробування натурної палі проводять до досягнення загальної усадки не менше 40 мм або до навантаження, передбаченого програмою випробувань.

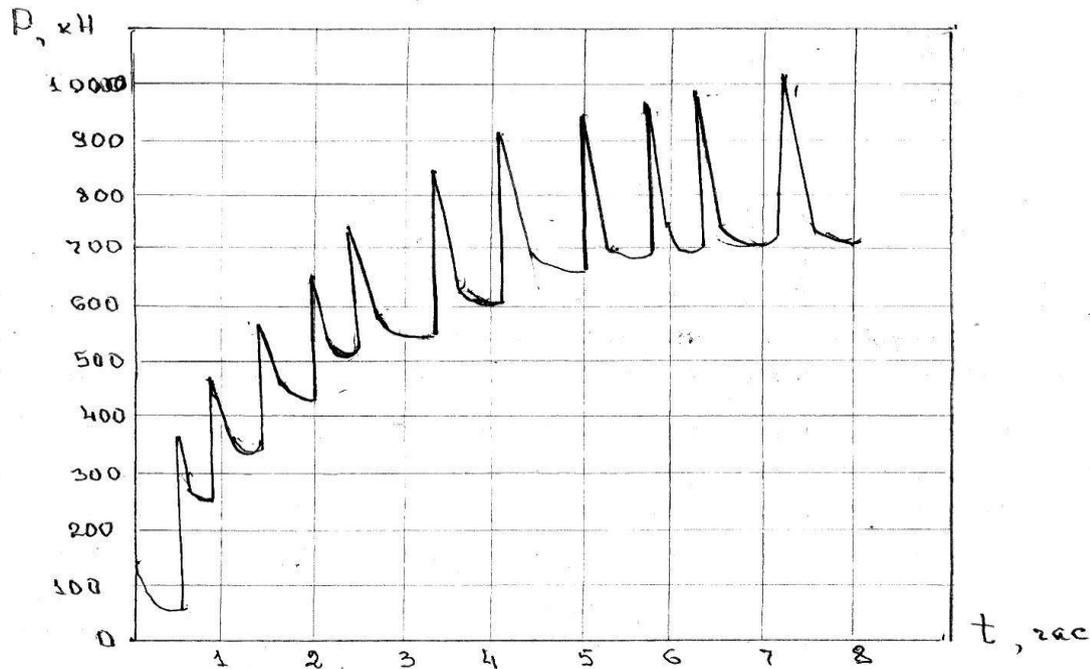
Рис. 3.8. Графік залежності опади палі S від навантаження P



Розвантаження палі слід проводити після досягнення найбільшого навантаження ступенями, рівними 1/5 навантаження при досягненні найбільшого осаду з витримкою не менше 5 хвилин. Відліки по приладах для вимірювання деформацій знімають відразу після кожного ступеня розвантаження та через 5 хвилин спостережень.

Рис. 3.9 Графік релаксації навантаження за час випробування палі

При проведенні випробувань ведеться журнал за формою, що рекомендується додатком Ж (перша та остання сторінки) та додатком І (наступні сторінки) [1]. Графічне оформлення результатів випробувань



виконується за допомогою побудови графіка залежності осідання палі від навантаження (рис. 3.8) та графіка зміни навантаження у часі за ступенями осідання (рис. 3.9).

«Для побудови графіків застосовували стабілізовані значення навантаження та відповідні їм значення усадки. Часткове значення граничного опору палі за наслідками польового випробування визначаються за вказівками»[14].

Зазначений метод прискореного випробування натурних паль значно впливає на тривалість процесу їх випробування, але галузь його застосування буде актуальною у межах ґрунтовими умовами, що представлені в табл. 3.3.

«Метод проведення циклічних випробувань натурних паль безперервнозростаючими і статичними вдавлюючими навантаженнями, що зменшуються,

запропонований В.Є. Ковалем та В.І. Іщенко» [2]. Схожий на цей метод є застосований нами метод дотискання паль під експлуатованими дев'ятиповерховими житловими будинками на вул. Інтернаціоналістів, 29 (великопанельний) та вул. Заливний, 29 (цегляний) у м. Суми. Додавлювання паль здійснювалося безперервно зростаючими статичними навантаженнями з нарощуванням палі ділянками довжиною до 60 см, з повторенням циклів нарощування до отримання необхідної несучої здатності палі.

При додавлюванні паль за умовну стабілізацію приймається переміщення палі, що не перевищує 0,1 мм під дією навантаження у півтора одиниць від прийнятої проектом несучої здатності палі протягом однієї години. Потім додавлювання палі завершується.

Коли проводиться статичне випробування паль навантаження робиться до настання «зриву», коли припинення усадки палі буде без збільшення навантаження. Під цим навантаженням паля витримується до досягнення переміщення в 10...20 мм, далі відбувається її розвантаження навантаженнями. Після цього роблять ще три цикли «навантаження-розвантаження» навантаженнями, що постійно змінюються, з метою доведення величини навантаження до «зриву», який було встановлено в першому циклі. Величини переміщення палі встановлюють через інтервал, який рівний 0,1 від передбаченої несучої здатності палі. Результати вносять до журналу статичних випробувань як графік залежності. (рис. 3.10).

За розрахункове значення граничного опору палі приймається навантаження R_k , коли відбувається перетин гілок навантаження з гілками розвантаження попереднього циклу навантаження. У тих випадках, коли точки перетину кривих «навантаження» чотирьох циклів не лежать на одній вертикалі, за значення граничного опору палі приймається середньоарифметичне значення трьох точок R_k (точок К).

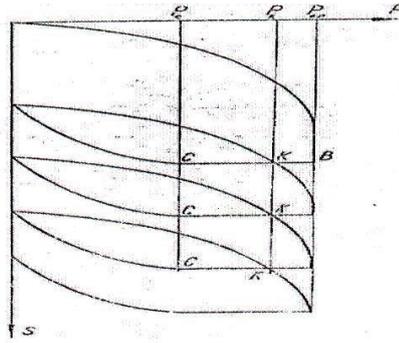


Рис. 3. 10. Графік залежності вертикальних переміщень палі від навантажень, щовдавлюють.

$P_{кр}$ - критична навантаження, що викликає незагасаючі переміщення палі;

P_k - навантаження, що відповідає перетину гілок навантаження та розвантаження; P_c - навантаження, що відповідає кінцям горизонтальних ділянок гілок розвантаження (точки С).

З метою скоротити термін випробування палі безперервно зростаючими і статичними навантаженнями застосовують метод проведення циклічних випробувань палі безперервно зростаючими і статичними навантаженнями.

В Сумській області за останній час більше використовується технологія занурення індустриальних призматичних палі методом вдавлювання. Технологічне обладнання дозволяє проводити випробування палі статичними вдавлюючими навантаженням як стандартним, так і прискореним методом буквально в різних місцях пального поля.

3.1. Підготовка об'єкта будівництва

Будівельний майданчик знаходиться в межах міста Суми. Підвіз ґрунту на будівельний майданчик проводиться з відстані 15 км, піску - 30 км (кар'єр). Відстань до найближчої залізничної станції «Суми» - 10 км. Доставка цегли з міста Суми, розчину та бетону з міста. Забезпечення водою та електроенергією передбачено з міських ліній. Для забезпечення побутових умов робітників дипломним проектом передбачено установка тимчасових будівель та споруд в межах будівельного майданчика.

Вертикальне планування ділянки вирішено у відповідності з рельєфом та природними умовами сусідніх районів в ув'язці з існуючими будівлями та дорогами з твердим покриттям. Вертикальне планування вирішено способом проектних горизонталей. При будівництві враховані будівельні та технологічні вимоги. Вертикальне планування створює сприятливі умови для безпечного під'їзду та підходу до будівлі, а також безперешкодного відводу поверхневих вод. Відвід поверхневої та талої води з ділянки будівництва прийнятий поверхневий, розсередоточений за рахунок запроєктованих поздовжніх та поперечних уклонів доріг, майданчиків та газонів.

Рельєф ділянки пересічний, район будівництва відноситься до другого будівельно-кліматичного району. Розрахункова зимова температура -240С.

Розрахункова глибина промерзання ґрунту 1.2 м. Забезпечення будівельними матеріалами та машинами здійснюється матеріально-технічною базою генерального підрядчика будівництва.

3.2. Технологія виконання будівельних процесів з розробкою технологічних карт

Технологічна карта на облаштування покрівлі з рулонних матеріалів

1. Область застосування

Ця технологічна карта розроблена на облаштування покрівель житлово- цивільних будівель з використанням бітумно – полімерних рулонних матеріалів Акваізол і Руберіт, вироблених за ТУ УВ.2.7.-26.8-25178147-001: 2010.

«Матеріали рулонні покрівельні та гідроізоляційні, що наплавляються, ТУ». Технічні умови погоджені в установленому порядку Міністерством регіонального розвитку та будівництва України.

В даному випадку ми використовуємо тех. карту для влаштування рулонної покрівлі в 9 – ти поверховій будівлі в місті Суми.

У технологічній карті містяться вимоги до застосовуваних матеріалів, основи під покрівлю, ізоляційних шарів, викладені конструктивні рішення вузлів

покрівлі, технологічні прийоми їх влаштування, представлені вимоги до якості і приймання робіт, техніки безпеки і охорони праці, вимоги до транспортування та зберігання матеріалів.

Ця карта поширюється на всі види облаштування рулонних покрівель з внутрішніми і зовнішніми водостоками. Ухили покрівель приймаються відповідно норм проектування будинків та споруд.

Проектні та будівельно-монтажні роботи повинні виконуватися спеціалізованими організаціями, що мають відповідні ліцензії.

2. Організація і технологія виконання робіт

Підготовчі та перевірочні роботи

До початку облаштування покрівлі повинні бути виконані і прийняті: всі будівельно-монтажні роботи, включаючи замонолічування швів між збірними залізобетонними плитами, установку водостічних воронок, компенсаторів деформаційних швів, патрубків (або стаканів) для пропуску інженерного обладнання, анкерних болтів, антисептованих дерев'яних брусків (або рейок) для закріплення ізоляційних шарів і захисних фартухів; шари паро-теплоізоляції, вирівнюючі стяжки. На покритті будівель з металевим профільованим настилом теплоізоляційним матеріалом з горючих і важко горючих матеріалів порожнечі ребер настилів у місцях примикань настилу до стін, деформаційних швів, стінок ліхтарів, а також з кожного боку коника покрівлі та розжолобку повинні бути заповнені вогнетривкими матеріалами на довжину 250 мм. Після прийняття перерахованих робіт повинна бути проведена контрольна перевірка ухилів і рівності основи під покрівлю на всіх поверхнях, включаючи карнизні ділянки покрівель.

Перевірочні роботи повинні включати:

- дотримання проектних ухилів від вододілу та інших вищих позначок скату покрівлі, до найнижчих – водостічних воронок. Для цього слід встановити нівелір між вододілом і водостічною лійкою та за допомогою рейки визначити їх позначки. Ухили визначаються відношенням перевищення відміток воронок над точками на вододілі до відстані між точками, що заміряються. Якщо виявиться,

що ухили основи або контрухили (зворотні ухили) менші за проектні, необхідно виправити стяжку, довівши всі відмітки до проектних значень;

- перевірку рівності всієї поверхні основи, що виконується шляхом натягу шнура між точками вододілу і низькою точкою біля воронки, або фуговою триметровою рейкою, що прикладається до поверхні стяжки вздовж і поперек скату; при цьому просвіт між поверхнею основи і рейкою не повинен перевищувати 5 мм.

Облаштування ізоляційних шарів

Облаштування покрівельного килима необхідно виконувати в такій технологічній послідовності:

- обклеювання воронки внутрішніх водостоків з додатковим шаром;
- обклеювання розжолобків і карнизних ділянок покрівель додатковим шаром;
- наклеювання шарів основного покрівельного килима;
- обклеювання примикань до вертикальних конструкцій додатковими шарами.

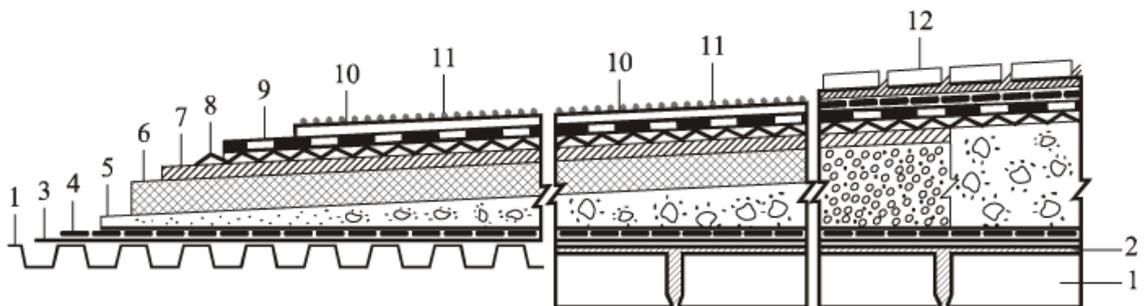


Рис. 3.11. Загальні конструктивні рішення покрівельного килима

Обов'язкові елементи:

1 - несучі елементи (плити покриття, профнастил); 3 - пароізоляційний шар; 6 - теплоізоляційний шар; 8 - вентиляційна (що осушує) система - повітряний прошарок у поєднанні з продухами і каналами; 9 - покрівельний килим; 10, 11, 12 - захисні шари.

Додаткові елементи:

2 - вирівнюючий шар; 4 - розділяючі шари (шари «ковзання»); 5 - похилоутворюючий шар; 7 - вирівнююча стяжка.

Приклеювання Акваізолу здійснюється шляхом розігріву (розплавлення) шару покривної маси пальниками, які працюють на зрідженому газі пропан -бутані або рідкому паливі.

Технологічні прийоми наклеювання Акваізолу виконують у наступній послідовності:

- на підготовлену основу розкочують 5-7 рулонів у 2 ряди з метою уточнення напрямку і нахлесту, потім назад скочують у рулони (при значному охолодженні полотнищ в зимовий період ці операції виконують при легкому підігріванні ручним пальником зовнішньої поверхні рулону).

- спочатку до основи приклеюють кінець полотна, розігриваючи покривний матеріал і основу ручним пальником. Основне полотно приклеюють при поступовому розкочуванні рулону, щільно притискаючи його до основи. Одночасно роблять ущільнення нахлестів. Накочення рулону в місцях нахлестів здійснюється катком.

Для приклеювання полотна покрівельник запалює пальник і оплавляє нижню поверхню скручений рулону, тримаючи стакан пальника на відстані 10-20 см від рулону. При цьому підплавлювати покривний шар необхідно обережно. Зайвий розігрів неприпустимий, оскільки це може призвести до перепалу, розплавлення покривного шару з лицьового боку полотнища.

Слід особливо уважно стежити за синхронністю розплавлення покривного шару і розкочуванням рулону. Швидкість руху визначається часом, необхідним для початку розплавлення покривного шару рулону, який приклеюється, що оцінюється візуально за початком утворення валика розплавленої мастики.

Не можна допускати витікання мастики з-під рулону більш ніж на 5 мм. Більше витікання свідчить про перегрів матеріалу і втрати якості мастики (згорання і випаровування легких масел).

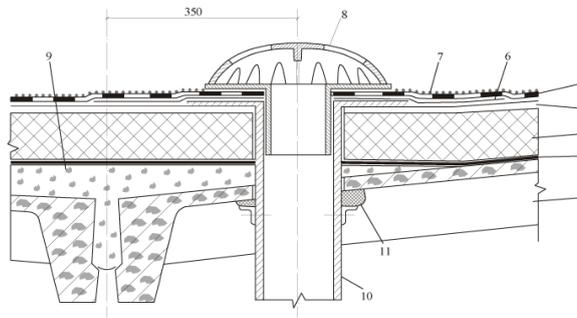


Рис. 3.12. Встановлення водоприймальної воронки

1 - збірна залізобетонна плита покриття; 2 - пароізоляція (за розрахунком); 3 - теплоізоляція; 4 - вирівнююча стяжка; 5 - основний покрівельний килим;
 6 - додатковий шар покрівельного килима; 7 - грубозернисте посипання верхнього шару рулонного матеріалу, що наплавляється; 8 - ковпак водоприймальної воронки; 9 - легкий бетон вирівнюючого шару розжолобка; 10 - водоприймальна чаша; 11 - ущільнювач.

Ознакою нормального приклеювання є відсутність почорніння і бульбашок на верхній стороні наклеюваного полотнища.

При наклеюванні покрівельного килима необхідно дотримуватися наступної величини нахлесту полотнищ залежно від ухилу покрівлі: при ухилі до 5% нахлест полотнищ повинен бути у всіх шарах щонайменше 100 мм по довжині і ширині полотнищ; при ухилі більше 5% в нижніх шарах щонайменше 70 мм, а у верхньому шарі не менше 100 мм.

Для розкочування рулону можливе застосування захват-розкочувача, щонає Г-подібну форму з розмірами плечей по 1000 мм, виготовленого з металевої трубки діаметром не більше 15 мм.

Шпindel ь пристрою, що розкочує, закріплюють у внутрішньому отворі рулону і надягають рогац на цапфи шпindel ь.

Воронки внутрішніх водостоків повинні бути встановлені згідно з проектом в понижених місцях з кріпленням їх до конструкцій будівлі.

У місцях пропуску через покрівлю воронок внутрішнього водостоку шари основного і додаткового покрівельного килима повинні заходити в водоприймальну чашу, притискний фланець якої притягують до чаші воронки

гайками, а чашу воронки кріплять до плит покриття затискними хомутами з ущільненням з гуми (рис.3.12).

Оброблення воронки внутрішніх водостоків необхідно починати після очищення основи воронки від сміття і пилу і, при необхідності, просушування.

Склянку для обклеювання воронки заздалегідь заготовляють у вигляді косинок 1x1 м. Наклавши підготовлене полотно на воронку покрівельник в центрі над воронкою робить хрестоподібний надріз, потім приклеює косинку наводоприймальну чашу бітумно-полімерної мастикию.

Розжолобок в покрівлях з ухилом 2,5% і більше відсотків обклеюють двома додатковими шарами. Наклеювання додаткових шарів виконується в напрямку від воронки до вододілу окремими полотнищами без посипання, які повинні бути заведені на поверхню скату на 750 мм (від лінії перегину). Поверхню полотнища спочатку насухо приміряють за місцем, потім одну половину полотнища відгинають уздовж поздовжньої осі розжолобку і за допомогою пальника щільно приклеюють до основи. Слідом за першою половиною полотнища таким же способом виконують наклеювання другої половини (рис.3.14).

Коник покрівлі (при ухилі > 3%) підсилюють двома додатковими шарами покрівельного матеріалу на ширину 150-250 мм з кожного боку (рис. 3.13) від поздовжньої осі коника.

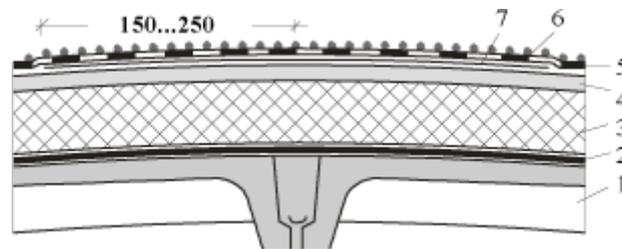


Рис. 3.13. Коник покрівлі

1 - збірна залізобетонна плита покриття; 2 - пароізоляція; 3 - теплоізоляція;

4 - цементно-піщана стяжка; 5 - основний покрівельний килим; 6 - грубозернисте посипання верхнього шару рулонного матеріалу, що наплавляється; 7 - додаткові шари покрівельного матеріалу.

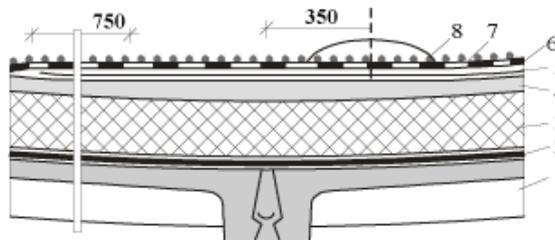


Рис. 3.14. Розжолобок покрівлі

1 - збірна залізобетонна плита покриття; 2 - пароізоляція; 3 - теплоізоляція;

4 - цементно-піщана стяжка; 5 - додаткові шари покрівельного матеріалу; 6 - основний покрівельний килим; 7 - грубозернисте посипання верхнього шару рулонного матеріалу; 8 – воронка внутрішнього водостока.

Карнизні ділянки покрівлі при зовнішньому водовідведенні посилюють одним шаром Акваізолу шириною 400 мм.

У місцях перепадів висот покрівель, в місцях примикань покрівельних шарів до вертикальних поверхонь (парапетів, бортів ліхтарів, в місцях пропуску труб та ін.) передбачають два додаткових шари з тих же матеріалів, з яких виконують основні покрівельні шари. При наклеюванні основного килима при підході до вертикальних поверхонь всі основні шари укладають на похилі бортики до вертикальної поверхні. При цьому якщо верхній шар виконується з матеріалу з посипанням, то при наклеюванні матеріал з посипанням не доводиться до вертикальної поверхні на 250 мм і до нього приклеюється матеріал без посипання.

У місцях примикання до вертикальних поверхонь покрівельні рулонні матеріали наклеюють полотнищами довжиною 2 ... 2,5 м. Наклеювання полотнищ з Акваізолу на вертикальні поверхні виконують знизу вгору.

Верхні краї додаткових покрівельних шарів повинні бути закріплені. Одночасно кріплять фартухи з оцинкованої сталі для захисту цих шарів від механічних пошкоджень і атмосферних впливів на покрівлю.

У місцях примикання покрівлі до парапетів заввишки до 450 мм шари додаткового килима заводять на верхню грань парапету, потім примикання обробляють оцинкованою покрівельною сталлю, яку закріплюють за допомогою милиць. При зниженому розташуванні парапетних стінових панелей (при висоті

парапету не більше 200 мм) похилий перехідний бортик влаштовують з бетону до верху панелей.

При облаштуванні покрівлі з підвищеним розташуванням верхньої частини парапетних панелей (більше 450 мм) захисний фартух з покрівельним килимом закріплюють пристрілюванням дюбелями, а обробку верхньої частини парапету виконують з покрівельної сталі, що закріплюється милицями або з парапетних плиток, шви між якими герметизують.

У місцях перепадів висот покрівель та примикань покрівельних шарів до вертикальних поверхонь передбачають два додаткові шари з тих же матеріалів, з яких виконують основні покрівельні шари. При наклеюванні основного килима, при підході до вертикальних поверхонь, всі основні шари укладають на похилі бортики до вертикальної поверхні. При цьому якщо верхній шар виконується з матеріалу з посипанням, то при наклеюванні матеріал з посипанням не доводиться до вертикальної поверхні на 250 мм і до нього приклеюється матеріал без посипання. У місцях примикання до вертикальних поверхонь покрівельні рулонні матеріали наклеюють полотнищами довжиною від 2-2,5 м. Наклеювання полотнищ на вертикальні поверхні виконують знизу вгору. Верхні краї додаткових покрівельних шарів повинні бути закріплені.

При облаштуванні покрівлі з підвищеним розташуванням верхньої частини парапетних панелей (більше 450 мм) захисний фартух з покрівельним килимом закріплюють пристрілюванням дюбелями, а обробку верхньої частини парапету виконують з покрівельної сталі, що закріплюється милицями або з парапетних плиток, шви між якими герметизують бітумною мастикою Акваізол.

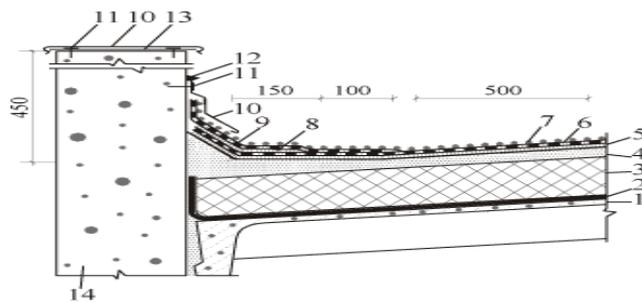


Рис.3.15. Примикання Акваізолу при влаштуванні додаткового килима в кутку парапету

1 - збірна залізобетонна плита покриття; 2 - пароізоляція; 3 - теплоізоляція; 4 - цементно-піщана стяжка; 5 - нижній шар основного покрівельного килима; 6 - верхній шар основного покрівельного килима; 7 - грубозернисте посипання; 8,9 - додаткові шари покрівельного матеріалу; 10 - оцинкована покрівельна сталь; 11 - дюбелі; 12 - герметизуюча мастика; 13 - милиці; 14 - стіна.

Розкладка та розкрій полотнищ Акваізолу при влаштуванні основного і додаткового покрівельного килима в кутку парпету і на поверхні зовнішнього кута (рис.3.16-3.18).

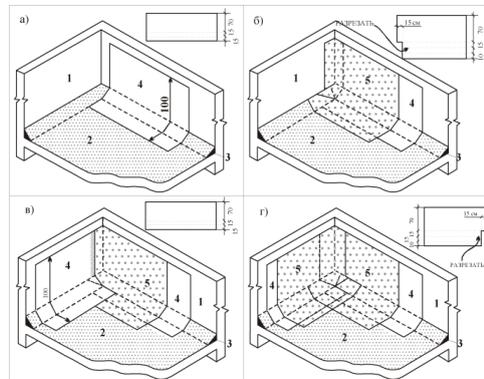


Рис.3.16. Розкладка та розкрій Акваізолу при влаштуванні додаткового килима в кутку парпету

1 - парпет; 2 - основний покрівельний килим; 3 - перехідний похилий бортик; 4 - нижній шар додаткового килима; 5 - верхній шар додаткового килима з посипанням.

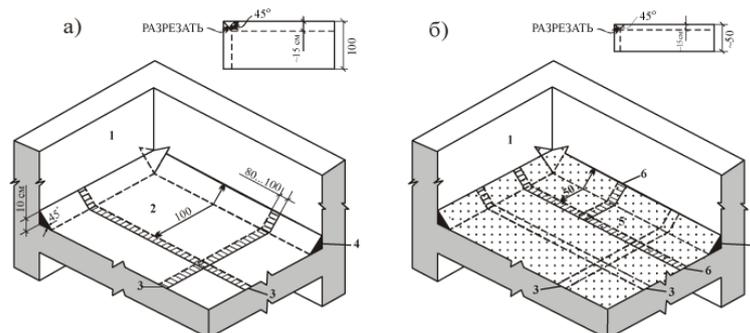


Рис. 3.17. Розкладка та розкрій Акваізолу (а - нижнього шару, б - верхнього) при влаштуванні основного покрівельного килима в кутку парпету

1 - парпет; 2 - нижній шар килима; 3 - нахлест полотнищ нижнього шару; 4 - похилий перехідною бортик; 5 - верхній шар килима з крупнозернистою посипкою; 6 - нахлест полотнищ верхнього шару.

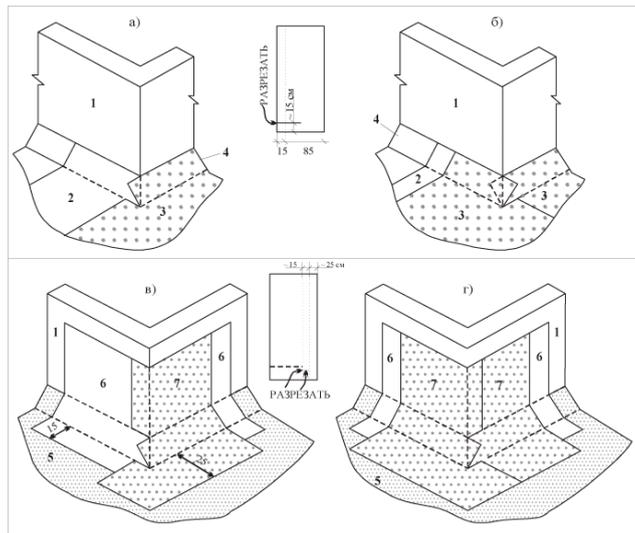


Рис. 3.18. Розкладка та розкрій Акваізолу при влаштуванні покрівельного килима (а, б - основного шару, в, г - додаткового) на поверхні зовнішнього кута

1 - стіна (вентшахти); 2 - нижній шар основного килима; 3 - верхній шар килима з крупнозернистим посипанням; 4 - похилий перехідний бортик; 5 - основний покрівельний килим; 6 - нижній шар додаткового килима; 7 - верхній шар крупнозернистим посипанням додаткового килима.

У примиканнях покрівлі до обштукатуреної та погрунтованої поверхні з кам'яної (цегельної) кладки покрівельний килим заводять в штробу, захисний фартух з оцинкованої сталі закріплюють дерев'яними рейками і прибивають оцинкованими цвяхами до закладних рейок. Місце кріплення фартуха захищають герметизуючою мастикою.

У примиканнях покрівлі до бетонних (погрунтованих) поверхонь покрівельний килим із захисним фартухом закріплюють методом пристрілювання металевої планки розміром 2x40 мм дюбелями, відстань між якими становить 600 мм. Окремі заготовки при влаштуванні захисних фартухів з'єднують між собою одинарним лежачим фальцем.

Нижній край захисних фартухів заводять на похилі перехідні бортики, а верхній край захисного фартуха відгинають на притискну планку; шов між планкою і бетонною поверхнею зашпаровують герметизуючою мастикою.

Місця пропуску через покрівлю труб виконують із застосуванням сталевих патрубків з фланцем (або з/б) і герметизацією покрівлі в цьому місці (рис. 3.19).

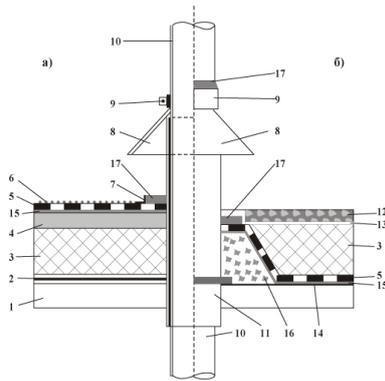


Рис. 3.19. Пропуск труб через покрівлю із застосуванням сталевих патрубків з фланцем

1 - збірна залізобетонна плита перекриття; 2 - пароізоляція; 3 - теплоізоляція; 4 - вирівнююча стяжка; 5 - основний покрівельний килим; 6 - грубозернисте посипання верхнього шару покрівельного килима; 7 - рамка з кутика; 8 - парасолька; 9 - хомут; 10 - труба; 11 - патрубок з фланцем; 12 - противага з гравію; 13 - запобіжний (фільтруючий) шар з синтетичного полотна; 14 - точкове приклеювання теплоізоляції; 15 - ґрунтовка; 16 - легкий бетон; 17 - нетвердіючий герметик.

Місця пропуску анкерів також підсилюють герметиком, що не твердіє. Види рекомендованих герметиків наведено в табл. 1. Для цього встановлюють рамку з кутиків (яка обмежує розтікання мастики), а простір між рамкою і патрубком або анкером заповнюють мастикою (рис. 3.10).

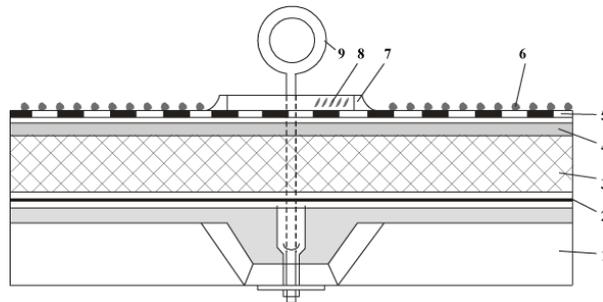


Рис. 3.20. Місце пропуску анкерів через покрівлю

1 - збірна залізобетонна плита перекриття; 2 - пароізоляція; 3 - теплоізоляція; 4 - вирівнююча стяжка; 5 - основний покрівельний килим; 6 - грубозернисте посипання верхнього шару матеріалу; 7 - рамка з кутика; 8 - герметик, що не твердіє; 9 - анкер.

Види рекомендованих герметиків і їх властивості наведені в таблиці 3.4.

Труба при нагріванні і охолодженні повинна ковзати всередині патрубку з фланцем. Місця пропуску патрубків посилюють герметизуючою мастикою, що заливається в спеціальну металеву рамку.

В деформаційних швах (рис. 3.21) металеві компенсатори виконують паро- ізолюючу і несучу функції. На компенсатор наклеюють еластичний утеплювач з мінеральної вати і на нього укладають викружку з оцинкованої сталі, кромки якої впираються на основу під покрівлю, потім на викружку укладають насухо шар рулонного матеріалу посипанням вниз і виконують інші шари покрівлі.

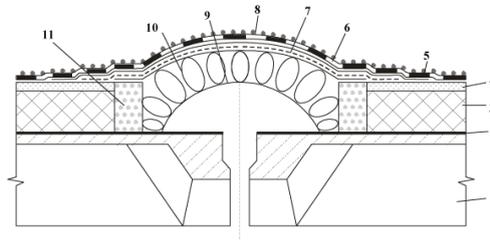


Рис. 3.21. Покрівельний деформаційний шов

1 - збірна залізобетонна плита перекриття; 2 - пароізоляція; 3 - теплоізоляція; 4 - вирівнююча стяжка; 5 - основний покрівельний килим; 6 - Акваізол, укладений насухо; 7 - склотканина; 8 - оцинкована покрівельна сталь; 9 - компенсатор; 10 - утеплювач (мінеральна вата); 11 - бортик з легкого бетону.

У покрівлях, де проектується укладання покрівельного килима без приклеювання до основи, необхідно покрівельний килим закріпити механічним способом (рис. 3.22).

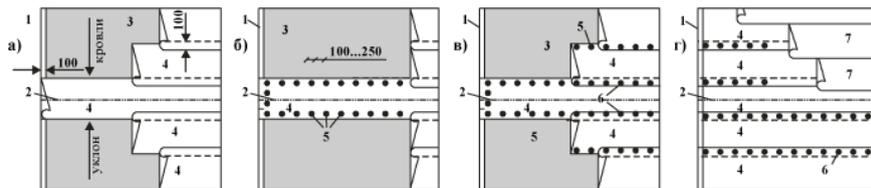


Рис. 3.22. Укладання покрівельного килима без приклеювання до основи механічним способом

1 - перехідний похилий бортик; 2 - лінія вододілу; 3 - основа під покрівлю; 4 - нижній шар покрівлі; 5 - шайби з дюбелями; 6 - наклеювання швів в місцях нахлесту; 7 - верхній шар покрівельного килима.

На підготовлену основу під покрівельний килим (при такому рішенні основа не покривається праймером) розкочують рулон уздовж лінії вододілу і

закріплюють його шурупами, які угвинчуються в дюбеля. Під головку шурупів підкладають шайби. Полотнище уздовж лінії вододілу закріплюють шурупами з обох сторін. Потім розкочують другий рулон, приміряють до першого так, щоб забезпечити рівномірний нахлест кромки другого рулону на перший не менше 100 мм, газовим пальником методом підпалення приклеюють кромку другого до кромки з шурупами першого.

Після цього дюбелями, шурупами з шайбами закріплюється вільна кромка другого полотнища. Верхній (другий) шар матеріалу приклеюють суцільно таким чином, щоб він перекривав поздовжні і поперечні шви нижчого шару.

Роботу із влаштування покрівлі з Акваізолу і Руберіту виконує бригадапокрівельників, що складається з 4-х чоловік.

3. Вимоги до якості та приймання робіт

У процесі підготовки і виконання покрівельних робіт перевіряють: якість Акваізолу, яка повинна відповідати вимогам ТУ У В.2.7-26.8-25178147-001: 2010

«Матеріали покрівельні та гідроізоляційні, що наплавляються. ТУ»; готовність окремих конструктивних елементів покриття для виконання покрівельних робіт; правильність виконання всіх примикань до виступаючих конструкцій; відповідність числа шарів покрівельного килима вимогам проекту.

Приймання покрівлі повинне супроводжуватися ретельним оглядом її поверхні, особливо у воронках, водовідвідних лотків, в розжолобках і місцях примикань до виступаючих конструкцій над дахом. Виконана рулонна покрівля повинна задовольняти наступним вимогам: мати задані ухили; не мати місцевих зворотних ухилів, де може затримуватися вода; покрівельний килим повинен бути надійно приклеєний до основи, не розшаровуватися і не мати бульбашок, западин. Виявлені при огляді покрівлі виробничі дефекти повинні бути виправлені до здачібудівель або споруд в експлуатацію.

Приймання готової покрівлі повинне бути оформлене актом з оцінкою якості робіт. При прийманні виконаних робіт підлягає засвідченню актами прихованих робіт: примикання покрівлі до водоприймальних воронок;

примикання покрівлі до виступаючих частин вентиляції, антен, розтяжок, стійок, парапетів; влаштування шарів покрівельного килима пошарово.

Укладений покрівельний килим повинен відповідати наступним вимогам:

- відхилення величини фактичного ухилу від проектного не повинне перевищувати 0,5% і не мати зворотних ухилів;
- з поверхні покрівель повинне здійснюватися повне відведення води по зовнішнім або внутрішнім водостокам;
- міцного приклеювання рулонних матеріалів, що перевіряється повільним відривом одного шару від іншого (розрив повинен відбуватися за Акваізол – відшарування Акваізолу від основи не допускається);
- наявності вільних і тих, що повністю пропускають воду з покрівлі, водовідвідних систем (воронок, стояків).

Водонепроникність покрівельного килима на плоских дахах слід перевіряти після сильного дощу, або танення снігу, або при позитивній температурі заливання водою. Виявлені при огляді покрівлі виробничі дефекти і відхилення від проекту повинні бути виправлені до здачі будівлі або споруди в експлуатацію. Після закінчення всіх покрівельних робіт необхідно виконати вимоги екологічної чистоти: всі залишки мастикових грудок, обрізків рулонних матеріалів повинні бути ретельно упаковані, укладені в ємності, контейнери і спущені з покрівлі за допомогою механізованих засобів (дахові крани, підйомники, лебідки і т.д.), потім вивезені у спеціально відведені зони.

4. Вказівки з техніки безпеки

При виконанні робіт по влаштуванні покрівлі необхідно керуватись даною технологічною картою та ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві».

Кожен покрівельник при вступі на роботу зобов'язаний пройти інструктаж з техніки безпеки – вступний і первинний на робочому місці.

Покрівельні роботи повинні виконуватися згідно із затвердженим замовником проектом виконання робіт, що включає розділ з техніки безпеки і пожежної безпеки.

Перед початком роботи покрівельники зобов'язані пред'явити керівнику посвідчення про перевірку знань безпечних методів робіт, отримати завдання у бригадира або керівника і пройти інструктаж на робочому місці зі специфіки виконуваних робіт.

Покрівельники повинні бути забезпечені сертифікованим спецодягом, спецвзуттям та іншими засобами індивідуального захисту відповідно до «Типових галузевих норм безкоштовної видачі спеціального одягу; спеціального взуття та інших засобів індивідуального захисту» та «Правил забезпечення працівників спеціальним одягом, спеціальним взуттям та іншими засобами захисту».

До початку виконання робіт повинен бути забезпечений колективний захист, а саме: встановлено огороження по периметру будівлі, обладнані виходи на покриття будівель; підходи до робочих місць, а також самі робочі місця повинні бути обладнані засобами колективного та індивідуального захисту, виготовленими і випробуваними відповідно до чинних нормативних документів. При виробництві робіт на плоских дахах, що не мають постійного огороження (парапетної решітки тощо), необхідно встановлювати тимчасові огорожі висотою не менше 1,2 м з бортовою дошкою шириною не менше 150 мм і товщиною не менше 40 мм.

Перед початком роботи покрівельників робочі місця повинні бути організовані так, щоб забезпечити безпечні умови праці. Після отримання завдання в бригадира або керівника покрівельники зобов'язані:

- а) підготувати необхідні матеріали та перевірити відповідність їх вимогам безпеки;
- б) перевірити робоче місце і підходи до нього на відповідність вимогам безпеки;
- в) підібрати технологічне оснащення, інструмент, засоби захисту, необхідні при виконанні роботи, і перевірити їх відповідність вимогам безпеки.

Майданчик для прийому матеріалу повинен мати огорожу з висотою 1,2 м і бортову дошку не менше 150 мм і проріз з боку подачі матеріалу.

5. Потреба в матеріально – технічних ресурсах

Перелік технологічного обладнання для виробництва покрівельних робіт(рекомендований) наведено в табл.

3.4.

Таблиця 3.4.

Найменування машин, механізмів та обладнання	Тип, марка, ГОСТ	Призначення	Кількість на ланку
1	2	3	4
Балони для газу	ГОСТ 1586-84	Зберігання газу	2 шт.
Пальники газові	ГВ-1-02П	Розплавлення покривної маси	2 шт.
Каток диференційний	ИР-830	Прикочування	1 шт.
Захват-розкочувач	-	Розкочування рулону	1 шт.
Каток ручний	ИР-735	Приклеювання в місцях на хлестів	1 шт.
Візок для балонів з газом	р.ч. 1329-3.00.000	Перевезення балонів	1 шт.
Редуктор для газу	БПО-5-2	Регулювання тиску	2 шт.
Рукава гумові діаметром 9 мм	ГОСТ 9356-75	Подача газу	50 м
1	2	3	4
Пальники рідкопаливні	ГВЕ-1	Розплавлення покривної маси	2 шт.
Бачок для рідкого палива	БГ-03	Зберігання рідкого палива	1 шт.
Гребок з гумовою вставкою	-	Ущільнення полотна	1 шт.
Ніж покрівельний	18975-73	Різка матеріалів	1 шт.
Шпатель скребок	ТУ 22-3059-74	Зскрібання з поверхні основ цементного розчину	2 шт.
Рулетка 20 м	7502-69	Заміри	1 шт.
Захисні окуляри	2496-60	Захист робітників	2 шт.
Запобіжний пояс	5718-77	Страхування робітників	4 шт.
Рукавиці	ГОСТ 12.4.010-75	-	6 шт.
Протипожежний інвентар	-	-	Комплект
Аптечки	-	-	-
Компресор	К24, К25	Подача стисненого повітря	1 шт.
Захисна каска	9820-61	-	6 шт.
Безповітряний розпилювач	«Вагнер»	-	1 шт.

Ящик-контейнер для сміття металевий	-	Збір сміття	1 шт.
Штани брезентові	ГОСТ 12.4.111-82	Захист робітника	4 шт.
Куртки х/б	ГОСТ 124.112-82	Захист робітника	6 шт.
Черевики шкіряні	ГОСТ 12.4.032-77	Захист робітника	4 шт.
Підйомник	T-37,T-41, Г/п 500кг	-	1 шт.

Відомість потреби в основних матеріалах і напівфабрикатах (на 100м²)

Таблиця 3.5.

Найменування	Марка	Од. ізм.	Кіл.	Примітки
Руберойд дрібнозернистий	РКК-400	м ²	115	
Теплоізоляція: полістирол		м ²	80	
Бронює шар гравій		м ³	1,4	

6. Техніко – економічні показники

Роботи по влаштуванню покрівлі виконує комплексна бригада в наступному складі:

Таблиця 3.6.

№ п.п.	Робітники	Розряд	Кількість	Кіл. змін
1.	машиніст крану	5 розряд	1	2
2.	машиніст обслуговуючої станції	3 розряд	1	2
3.	такелажники	3 розряд	1	2
4.	покрівельник	4 розряд	5	2
		3 розряд	2	
		2 розряд	2	
Разом:			12	

Витрати праці і машинного часу на спорудження покрівлі підраховані по

«Норми продуктивності на загально будівельні роботи», дійсний з 2005 року і представлено в таблиці 3.7.

Таблиця 3.7.

№	Найменування робіт	Одиниця виміру	Обсяг робіт	Норма часу на одиницю виміру люд-год	Витрати праці на загальний обсяг робіт, люд-год
1	Очищення поверхні покриття від будівельного сміття	100м ²	20,16	0,41	8,27
2	Просушка вологих місць	100м ²	20,16	8,6	173,38
3	Пристрій оклеєчної паролізоляції	100м ²	20,16	6,7	135,07
4	Пристрій теплоізоляції з полістиролу	100м ²	20,16	8,7	175,39
					492,11
5	Наклейка двошарового рулонного килима.3 шари.	100м ²	20,16	3,4	68, 54 205,62
					697, 7
6	Обслуговування станцій		20,16	1,94	39,11
7	Подання матеріалів на дах	1 їздку	20,16	18 (9)	362,88 (181,4)
РАЗОМ					401,99 (181,4)
ВСЬОГО					1235,96

ТЕП техкарти

Таблиця 3.8.

№ п/п	Найменування	Од. вим.	Показники	
			за нормою	прийнято
1.	Об`єм робіт	м ³		
2.	Затрати праці люд. – год., на 1м ³ укладеного бетона	м ³		
3.	Виробіток на одного робітника в зміну	м ³		
4.	Продуктивність праці	%	100	
5.	Тривалість вконання робіт	дн		

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособие. Под редакцией А.Б.Гольшева. К. 1990.
2. Драченко Б.Ф., Ерисова Л.Г., Горбенко П.Г. Технология строительного производства., М., “Агропромиздат”, 1990.
3. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009 [Чинний від 2011-01-01]. -К: Мінрегіонбуд України, 2011. – 45 с. (Національні стандарти України).
4. “Методические указания по разработке типовых технологических карт в строительстве”, ЦНИИСМТП, М., Стройиздат, 1987.
5. Павлов А.П. Методические указания по решению вопросов охраны труда и охраны природы в дипломных и курсовых проектах. - ССХИ, 1996.
6. Методические указания. Дипломное проектирование. Объем, содержание и методика выполнения экономической части дипломных проектов. Сумы, ИПП Мрія -1 ЛТД, 1996, (авт. Беловол В.В.).
7. Методические указания к расчету параметров и выбору оборудования для устройства свайных фундаментов. - Сумы, СГАУ, 1998, (авт. Павлов А.П.)
8. Методичні вказівки до виконання курсового проекту “Монтаж будівельних конструкцій”, Суми, СДАУ, 1998.
9. Довідково-інформаційний збірник ресурсів та одиничних розцінок на будівельно-монтажні роботи, Суми, СНАУ – 2001 р. (авт. Беловол В.В.).
10. Методические рекомендации по комплексной оценке эффективности мероприятий, направленных на ускорение научно – технического прогресса (№60/50, ГТН...1988).
11. Нормування праці та кошториси в будівництві. Суми -«Мрія – 1 », 2000 , 452 с. (авт. Беловол В.В.).
12. Проектирование строительства: экономика, организация и управление, Киев, Вища школа, 1992 , 207 с (Шилов Е.И.).
13. Драченко Б.Ф., Ерисова Л.Г., Горбенко П.Г. Технология строительного производства, М., «Агропромиздат», 1990.

14. Методические указания по разработке типовых технологических карт в строительстве, ЦНИИСМТП, М., Стройиздат, 1987.
15. Организация строительного производства. Справочник В.В. Шахнаронова и др., М., Стройиздат, 1986.
16. Павлов А.П. Методические указания по решению вопросов охраны труда и охраны природы в дипломных и курсовых проектах. ССХИ, 1996.
17. Справочник. К. «Будівельник», 1990.
18. Методические указания к расчету параметров и выбору оборудования для устройства свайных фундаментов. Сумы, СГАУ, 1998 (авт. Павлов А.П.).
19. Методичні вказівки до виконання курсового проекту “Монтаж будівельних конструкцій” Суми, СНАУ, 1998.
20. Афанасьев А.А. и др. Технология строительных процессов. М., «Высшая школа», 1997.
21. Організація будівельного виробництва (посібник для розробки курсових та дипломних проектів). Суми, СНАУ, 2001, 125 с (авт. Беловол В.В., Кожушко В.П., Романенко Б.К).
22. Житлові будинки. Основні положення: ДБН В.2.2-15:2019 [Чинний від 2019-12-01]. -К: Мінрегіонбуд України, 2019. (Національні стандарти України).
23. Пожежна безпека об'єктів будівництва: ДБН В.1.1.7-2016 [Чинний від 2017-06-01]. -К: Держбуд України, 2017. (Національні стандарти України).
24. Благоустрій територій (зі Змінами): ДБН Б.2.2-5:2011 [Чинний від 2012-09-01]. -К: Мінрегіонбуд України, 2019. (Національні стандарти України).
25. Природне і штучне освітлення: ДБН В.2.5-28:2018 [Чинний від 2019-02-28]. -К: Мінрегіонбуд України, 2018. (Національні стандарти України).
26. Склад та зміст проектної документації на будівництво: ДБН А.2.2-3-2014 [Чинний від 2014-10-01]. -К: Мінрегіонбуд України, 2014.. (Національні стандарти України).
27. Теплова ізоляція будівель: ДБН В.2.6-31:2016 [Чинний від 2016-10-01]. -К: Мінрегіонбуд України, 2017. – 15 с. (Національні стандарти України).

28. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В.1.2-2:2006 [Чинний від 2007-10-01]. -К: Мінрегіонбуд України, 2006. (Національні стандарти України).
29. Покриття будівель і споруд ДБН В.2.6-220:2017: [Чинний від 2018-01-01]. -К: Мінрегіонбуд України, 2006. (Національні стандарти України).
30. Охорона праці і промислова безпека в будівництві ДБН А.3.2-2-2009: [Чинний від 2012-04-01]. -К: Мінрегіонбуд України, 2012. (Національні стандарти України).
31. Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1-5:2016 [Чинний від 2016-01-01]. -К: Мінрегіонбуд України, 2016. (Національні стандарти України).
32. Методичні вказівки для теплотехнічних розрахунків огорожуючих конструкцій з дисципліни “Будівельна теплофізика (для студентів факультету ПЦБ із спеціальності 7.092101), СДАУ, 2000.
33. Кошторисні норми України «Настанова з визначення вартості будівництва»: [Чинний від 2021-11-09]. -К: Мінрегіонбуд України, 2021. – 44-46 с. (Національні стандарти України).
34. Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический. Госстройиздат, М. 1960.