


МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ФАКУЛЬТЕТ АРХІТЕКТУРИ, БУДІВНИЦТВА ТА ДИЗАЙНУ
КАФЕДРА КОМП'ЮТЕРНИХ ТЕХНОЛОГІЙ БУДІВНИЦТВА ТА
РЕКОНСТРУКЦІЇ АЕРОПОРТІВ

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач випускової кафедри

 О.І. Лапенко

" 2 " 06 2022 р.

ДИПЛОМНА РОБОТА

(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)

ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ БАКАЛАВРА
ЗА СПЕЦІАЛЬНІСТЮ 192 «БУДІВНИЦТВО ТА ЦИВІЛЬНА ІНЖЕНЕРІЯ»
ОСВІТНЬО-ПРОФЕСІЙНА ПРОГРАМА
«ПРОМИСЛОВЕ І ЦИВІЛЬНЕ БУДІВНИЦТВО»

Тема: «Хлібозавод у м. Буча Київської області»

Виконавець: студентка ЦБ-405 Б гр. Булкіна Марія Олександрівна
(студент, група, прізвище, ім'я, по батькові)

Керівник: к.т.н., доцент Омельченко Катерина Вікторівна
(науковий ступінь, вчене звання, прізвище, ім'я, по батькові)

Нормоконтролер:



Родченко О.В.
(ПІВ)

Київ 2022

НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Факультет архітектури, будівництва та дизайну

Кафедра комп'ютерних технологій будівництва та реконструкції аеропортів

Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Освітньо-професійна програма: «Промислове і цивільне будівництво»

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

О.І. Лапенко О.І. Лапенко

« 15 » / 04 2022 р.

ЗАВДАННЯ

на виконання дипломної роботи






Булкіна Марія Олександрівна

(П.І.Б. випускника)

1. Тема роботи «Хлібозавод у м. Буча Київської області»
затверджена наказом ректора від « 13 » квітня 2022р. № 379/ст.
2. Термін виконання роботи: з 23 травня 2022р. по 19 червня 2022р.
3. Вихідні дані роботи: Проект будівлі запроєктувати із застосуванням штучних кам'яних матеріалів та збірних залізобетонних конструкцій. Конструктивна схема житлового будинку є змішана, з несучими колонами кроком 6м, прольотом 24м та поздовжніми та поперечними несучими стінами. Основні несучі елементи – колони, на які спираються ферми та круглопустотні залізобетонні плити перекриття. Перекриття – збірна залізобетонна плита товщиною 220мм, вертикальні конструкції надземної частини будівлі – цегляні стіни.
4. Зміст пояснювальної записки:
Вступ.....
4.1. Архітектурний розділ.....
4.2. Розрахунково-конструктивний розділ.....
4.3. Основи і фундаменти.....
4.4. Технологія будівельного виробництва
4.5. Організація будівельного виробництва
Список використаної літератури.....

5. Перелік обов'язкового ілюстративного матеріалу: таблиці, рисунки, діаграми, графіки.

6. Календарний план-графік

№ з/п	Завдання	Термін виконання	Підпис керівника
1.	Розробити об'ємно-планувальні рішення будинку. архітектурно-конструктивні рішення. основні будівельні конструкції.		
2.	Виконати розрахунок основних залізобетонних несучих конструкцій.		
3.	Оцінити інженерно-геологічні умови майданчика. визначити глибину закладання фундаментів та запроектувати залізобетонний фундамент.		
4.	Розробити технологічні карти на влаштування залізобетонних круглопустотних плит перекриття.		
5.	Розробити заходи з охорони праці при виконанні монтажних робіт та зазначити небезпечні і шкідливі виробничі чинники. які виникають при будівництві.		

7. Дата видачі завдання: « 13 » квітня 2022 р.

Керівник дипломної роботи:



Омельченко К.В.

Завдання прийняв до виконання:



Булкіна М.О.

ЗМІСТ

ВСТУП

1. Архітектурний розділ	
1.1. Вихідні дані.....	
1.2. Планувальні рішення генплану.....	
1.3. Об'ємно – планувальні рішення.....	
1.4. Конструктивні рішення.....	
1.5. Допоміжні приміщення.....	
1.6. Спеціальні заходи та роботи. Заходи з вибухо-пожежобезпеки...	
1.7. Захист будівельних конструкцій від корозії.....	
1.8. Захист від шуму та вібрації.....	
1.9. Освітлення.....	
1.10. Теплопостачання, опалення, вентиляція, водопровід, каналізація.....	
1.11. Техніко-економічні показники.....	
2. Розрахунково-конструктивний розділ.....	
2.1. Розрахунок плити покриття.....	
3. Основи та фундаменти.....	
3.1. Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчику...	
3.2. Визначення глибини закладання фундаменту.....	
3.3. Визначення розмірів подошви фундаменту.....	
3.4. Визначення просідання фундаменту.....	
3.5. Розрахунок необхідної арматури в фундаменті.....	
3.6. Розрахунок петлі плити.....	
4. Технологія будівельного виробництва.....	
4.1. Розробка технологічної карти на влаштування покрівлі.....	
4.2. Улаштування пароізоляції.....	
4.3. Укладання утеплювача.....	

4.4. Улаштування цементно-піщаної стяжки.....	
4.5. Наклеювання рулонного килиму.....	
4.6. Улаштування гравійного захисного шару.....	
4.7. Операційний контроль якості робіт.....	
4.8. Калькуляція трудових витрат.....	
4.9. Матеріально-технічні ресурси.....	
4.10. Безпека життєдіяльності і охорони праці.....	
5. Організація будівельного виробництва.....	
5.1. Визначення обсягів монтажних робіт	
5.2. Вибір монтажних пристроїв.....	
5.3. Вибір методів монтажу.....	
5.4. Визначення монтажних характеристик елементів.....	
5.5. Визначення кількості кранів у комплекті.....	
Список літератури.....	
Додатки.....	

1. Архітектурний розділ

1.1. Вихідні дані

Будівля хлібозаводу запроектована у м. Буча. Майданчик для забудови знаходиться в межах міста в його центральній частині. Хлібозавод знаходиться на відстані меншій ніж 50м від селищної зони, тому санітарно захисна зона не витримана.

Рельєф спокійний. Падіння рельєфу спостерігається в Пн-Зх напрямку. Перепад висоти в межах промислового майданчика дорівнює 2.85м. Будівля, що проектується знаходиться в II кліматичному районі згідно норм.

Розрахункові температури зовнішнього повітря:

- найбільш холодної доби – 29°C;
- найбільш холодної п'ятиденки – 25°C;
- середня температура найбільш холодного місяця – 9°C;
- середня температура найбільш теплого місяця + 20°C.

Зона вологості – 3 зона “суха”. Глибина промерзання ґрунту -0,9м

Середня швидкість вітру за три найбільш холодні місяці дорівнює 4,8 м/с.

Нормативний швидкісний напір вітру для II вітрового району на висоті до 10м над поверхнею землі - 0,35 кН/м².

Геологічна будова ділянки вивчена до глибини 10м. Геологічний розріз представлений наступними видами ґрунтів, починаючи з поверхні землі:

1. Насипний ґрунт супісок, потужністю 0,5м;
2. Ґрунтово - рослинний шар суглинок темно-бурий, гумусований з коренями рослин, потужністю 0,5 м;
3. Супісок світло-бура , потужністю 0,6м;
4. Пісок дрібний, мало вологий, від світло-сірого до темно –сірого потужністю 8,4м;

Ґрунтові води на глибині до 10 м не знайдені, однак в період сильного випадання атмосферних опадів можуть на деякій час створюватись невеликі

водоносні лінзи водоупором для яких будуть служити невеликі прошарки суглинку. Основою для фундаментів є пісок.

1.2 Планувальні рішення генплану

Будівля хлібозаводу знаходиться в м. Буча по вул. Північна. На території хлібозаводу знаходяться: головний корпус, прохідна, автомобільні ваги, господарське-побутове приміщення, гараж, пожежна водойма, димова труба, відкритий склад палива, трансформаторна підстанція, артезіанська свердловина.

На території хлібозаводу передбачене озеленення, квітники, лавки для відпочинку, для зручного під'їзду влаштовані дороги з широкими смугами та майданчиками для поворотів.

1.3. Об'ємно – планувальні рішення

Будівля хлібозаводу має розміри в осях: А-О-42,29м, а у вісях 1-23 77,62м. Основна частина одноповерхова, але деяка частина має два поверхи найбільша висота будівлі 12,35м.

У вісях 7-19 та А-К знаходяться основні цехи заводу. У вісях 2-7 та А-Д розташовані адміністративно – побутовий корпус який має два поверхи. На іншій площі будівлі розташовані допоміжні приміщень. У вісях 6-14 та К-М знаходиться технічний поверх.

Виробнича частина будівлі має залізобетонний каркас: колони з кроком 6м і прольотом 24м на які встановлюють ферми. Також колони встановлені в котельній та на платформі для завантаження машин.

Основні сходинокві клітини знаходяться: в адміністративно – побутовому корпусі у вісях 2-3 та А-В, а також між вісями 12-14 та М-О – це сходи, що ведуть на технічний поверх. Крім основних, існують також металеві пожежні сходи, які розташовані на покрівлі в місцях перепадів висот, а також по периметру будинку.

Над тістоприготувальним відділенням і пекарською залогою знаходяться світло-аероційний ліхтар з розмірами в плані 6х24м., запроектований згідно норм.

Будівля запроектована в залізобетоні, сітка колон в виробничій частині – 6х24м.

Висота до низу кроквяних конструкцій – 6,0м, в адміністративно - побутовій частині висота поверху – I-5,7 м., II-4.0 м

Об'ємно-планувальні рішення об'єкту розроблені з урахуванням санітарних і протипожежних норм, забезпечено можливість евакуації персоналу цеху в надзвичайних ситуаціях.

1.4 Конструктивні рішення

Будівля хлібозаводу запроектована по змішаній конструктивній схемі. Вона складається з поздовжніх та поперечних несучих стін, а також має каркасну частину. Основним призначенням фундаментів є передача навантажень від будівлі на основу. Під колони каркасу запроектовані монолітні фундаменти стаканного типу, та збірні залізобетонні стрічкові фундаменти, під несучі стіни.

В будівлі, в якості елементів покриття використовуються збірні залізобетонні попередньо напружені сегментні ферми прогоном 24 м та залізобетонні балки, залізобетонні прогони прямокутного перерізу, металеві балки прямокутного та таврового перерізу. Проектуються збірні залізобетонні багатопустотні панелі перекриття, та збірні залізобетонні попередньо напружені плити покриття. В даному проекті передбачено внутрішній водостік у ливньову каналізацію, тому в місцях розміщення зливних воронок, встановлюють плити покриття, які мають спеціальні отвори під зливні труби.

Колони у виробничій частині будівлі прийняті збірні перерізом 400×400, крок колон прийнято 6,0 м.

Кладка зовнішніх і внутрішніх стін та перегородок запроектована з червоної

цегли М100 на розчині М50. Міцність і стійкість цегляної кладки забезпечується встановленням арматурних сіток через кожні 5 рядів кладки. Для захисту цегляних стін від ґрунтової вологи передбачено влаштування оклеювальної гідроізоляції на відмітці -0,300 м. Для перекриття отворів в цегляній кладці встановлюються залізобетонні перемички

Запроектований світлоаераційний ліхтар однарусний.

Так як адміністративно-побутова частини будівлі запроектована двоповерховою, то для доступу працюючих на другий поверх передбачено влаштування сходиноквих маршів із площадками. В даному проекті прийнято збірні залізобетонні сходинокві марші шириною 1200 мм, та сходинокві площадки шириною 1500мм. Для доступу на покрівлю передбачено встановлення вертикальних металевих пожежних драбин шириною 0,6 м.

1.5. Допоміжні приміщення

Для забезпечення у первинному та повсякденному обслуговуванні працюючих був запроектований адміністративно-побутовий корпус.

Двоповерховий адміністративно-побутовий корпус має розміри в плані 19×18,5 м. Корпус запроектована цегляним. Висота поверху у чистоті – 3,2м.

Санітарно – побутове обслуговування

Хлібозавод запроектовано для роботи тривалістю 330 днів на рік при 2-х змінній праці. Тривалість однієї зміни 12 годин. В кожену зміну працює по 33 робітника, з них 26 жінок та 7 чоловіків. Всього робітників 66, з них 52 жінки та 14 чоловіки. Управлінського персоналу налічується 12 чоловік.

По виробничо –санітарному характеру робота на підприємстві відноситься до праці середньої важкості та забрудненості.

В адміністративно-побутовій частині будівлі передбачені приміщення для санітарно-побутового обслуговування персоналу. Для цього в проекті запроектовані наступні приміщення:

Розрахунок сантехнічного обладнання

Виробничі процеси даного підприємства відносяться до групи IVа. Розрахунок ведемо для більш чисельної зміни. Виходячи з норми 15 чоловік на 1 унітаз, 10 чоловік на 1 рукомийник та 15 чоловік (для чоловіків) і 12 чоловік (для жінок) на 1 душову сітку згідно відповідних норм ведемо розрахунки, результати яких заносимо до табл. 1.1.

Таблиця 1.1

Розрахунок сантехнічного обладнання

Робітники за статтю	Кількість в зміні	Кількість унітазів	Кількість рукомийників	Кількість душових кабін
<i>Чоловіки</i>	<i>7</i>	<i>1</i>	<i>1</i>	<i>1</i>
<i>Жінки</i>	<i>26</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>3</i>

Розрахунок гардеробного обладнання

Розрахунок гардеробного обладнання визначаємо для двох змін на кожного робітника заводу згідно відповідних норм (28 шаф в чоловічому гардеробі та 104 – в жіночому). Вибираємо індивідуальні шафи глибиною 500 мм та шириною 250 мм. Відстань між шафами 2м, між лавами – 1.4м.

На I поверсі

- Чоловічий гардероб на 28 шаф з душовою площею 1,6м²
- Вбиральня чоловіча
- Жіночий гардероб на 40 шаф з душовою площею 3,8м²
- Вбиральня жіноча
- Кімната особистої гігієни жінки
- Жіночий гардероб на 10 шаф з душовою площею 2,52м²
- Кімната шоферів
- Приміщення експедитора

- Вбиральні (5 штук)

На II поверсі

- Жіночий гардероб на 54 шаф з душовою площею 4,35м²

В гардеробах передбачені комори брудного та чистого робочого одягу; для зберігання одягу передбачено встановлення металевих шаф.

Охорона здоров'я

Для надання першої допомоги та для проведення профілактичних заходів працюючого персоналу, проектом передбачено медпункт площею 11.18м², який розташовується на другому поверсі адміністративно – побутової частини будівлі.

Для попередження виникнення нещасних випадків та травм в процесі виробництва, усі робочі місця мають достатній рівень освітлення та вентиляції.

Для забезпечення працівників питною водою проектом передбачається влаштування фонтанчиків з питною водою. Джерелом водопостачання будівлі є централізована система водопостачання на підприємстві. Вода, яка використовується для пиття, повинна проходити попереднє очищення.

Культурне обслуговування, керування

Для культурного обслуговування та відпочинку в будівлі передбачено кімната відпочинку площею 15.91 м², який розташовується на другому поверсі адміністративно – побутової частини будівлі, і обладнаний необхідними засобами і призначений для відпочинку в робочий час.

Приміщення керування:

- Приміщення ІТР
- Бухгалтерія
- Лабораторія

Громадське харчування

Для задоволення потреби працюючих в їжі в адміністративно - побутовій частині будівлі передбачено влаштування буфету на 30 посадочних місць.

Для обслуговування потреб буфету передбачено:

- Кухня
- Мийка
- Комора
-

1.6 Спеціальні заходи та роботи. Заходи з вибухо-пожежобезпеки

Згідно діючих норм ступінь вогнестійкості цеху – II.

Категорії приміщень по вибухо-пожежонебезпеці вказані на кресленні плану на відмітці 0.000. Категорії приміщень по вибухо-пожежонебезпеці визначені у відповідності з діючими нормами. Категорія приміщень головного виробництва –“В” та “Г”.

Цегляні стіни та перегородки мають гарний опір дії вогню в умовах пожежі цегляні стіни і перегородки задовільно витримують нагрівання до 900°С, не знижуючи практично при цьому своєї міцності і не руйнуючись.

Залізобетонні конструкції добре чинять опір вогню, завдяки своїй негорючості та відносно невеликій теплопровідності. Межа вогнетривкості залізобетонних конструкцій до 1 години. Межа вогнетривкості металевих конструкцій 0,25 години. Це досить низький показник, тому металеві конструкції на даному підприємстві повинні бути оштукатурені по сітці “рабіца”, що підвищує їх межу вогнетривкості до 0,83 години.

Двері приміщень категорії Б та В, а також щитових та тамбурів запроектовані з межею вогнетривкості до 0,6 години. Такі двері обшивають металом. Двері запроектовані згідно відповідних норм.

Відстань до евакуаційних виходів, їх розміщення визначені у відповідності з ДБН і відповідає вимогам протипожежних норм. Евакуація здійснюється через зовнішні виходи, яких на підприємстві нараховується достатня кількість. Ширина коридорів та тамбурів 1.4 м. Евакуація з II поверху здійснюється через сходинокві клітини.

У адміністративно - побутовій частині по коридору з кроком 15м розміщені пожежні крани. Також будівля, що проектується, підключена до централізованої системи побутово – пожежного водопроводу, що існує на підприємстві.

Для доступу на покрівлю, в випадку виникненні пожежі, передбачено влаштування металевих пожежних драбин шириною 0.6 м з огороженням висотою 1м, що розміщені по краях будівлі. Для доступу на покрівлю світлоаераційних ліхтарів також передбачені металеві драбини, розміщені по торцях ліхтарів.

Для безпечної експлуатації всі котли і печі обладнані автоматичним регуляторами процесу горіння. Пускова та розподільча апаратура розташована в пожежонебезпечних приміщеннях. Проектується автоматичне відключення при пожежі вентиляційної системи шляхом блокування їх із системою пожежної сигналізації.

Для забезпечення зовнішнього пожежогасіння будівля розміщена недалеко від основних доріг на підприємстві та обладнана зручними під'їзними шляхами та майданчиками.

1.7. Захист будівельних конструкцій від корозії

Експлуатація будівлі, що проектується, буде здійснюватися в умовах агресивного середовища, тому потрібно розробити заходи по захисту як металевих, так і залізобетонних конструкцій від руйнівної дії корозії згідно норм.

Причинами корозії металевих конструкцій є хімічні та електрохімічні процеси, а також дія блукаючих токів від підземних кабелів. Для захисту металевих конструкцій вони повинні бути оштукатурені по сітці “рабіца”. Закладні і монтажні деталі в заводських умовах захищаються шляхом покриття їх шаром цинку. При пошкодженні захисного покриття в процесі монтажу, пошкоджені покриття ремонтують шляхом металізації, або фарбуванням. Зварні з'єднання металевих закладних деталей замонолічують бетоном класу С12/15.

Всі металеві вироби ,вікна та двері фарбують масляною фарбою за 2 рази, попередньо очистивши їх.

Гідроізоляцією захищають конструкції будівлі від дії ґрунтових вод або вологи при мокрих процесах в період експлуатації .

В даній будівлі гідроізоляцією захищають від дії води та вологи фундаментні блоки та стіни приміщень з мокрими процесами. Вертикальна гідроізоляція фундаментних блоків виконується обмазкою гарячим бітумом за 2 рази. Горизонтальна гідроізоляція стін, які розташовуються на фундаментних блоках виконують шляхом наклеювання 2-х шарів гідроізолу на бітумну мастику, та облицюванням керамічною плиткою.

Гідроізоляцією підлоги в мокрих приміщеннях виконують шляхом наклеювання 4-х шарів гідроізолу на бітумну мастику, під прошарком бітумної мастики та покриття з керамічної плитки.

1.8. Захист від шуму та вібрації

Захист від шуму та вібрації ведуть згідно норм. Основними джерелами шуму та вібрації в виробничому процесі є працюючі механізми та установки, тому для зниження рівня шуму та вібрації запроектовано:

- забезпечити надійну ізоляцію цих механізмів від зовнішнього середовища, шляхом влаштування їх в спеціальних камерах;
- вентилятори та інше обладнання ,що має віброактивний характер встановити на вібропоглинаючі підкладки.

Для попередження розповсюдження шуму в адміністративно-побутовій частині будівлі, проектом передбачується влаштування підвісної стелі з перфорованих гіпсових плит, конструкцію підлоги не доводити до стін та перегородок на 1см, а щілини по периметру закривати плінтусами. Стіни в допоміжних приміщеннях облицюються звукоізоляційними матеріалами.

1.9. Освітлення

Для забезпечення комфортної праці робочого персоналу, а також психологічного зв'язку з зовнішнім середовищем, проектом передбачено влаштування природного та штучного освітлення згідно норм.

Природне освітлення досягається шляхом влаштування в виробничій частині будівлі віконних прорізів. Для забезпечення потрібного рівня освітлення в торцях виробничої частини корпусу також передбачено влаштування віконних прорізів. Для додаткового освітлення робочих місць, що знаходяться в середній частині будівлі, в середньому прогоні передбачено влаштування світлоаераційного ліхтаря з розмірами в плані 6×24м.

1.10. Теплопостачання, опалення, вентиляція, водопровід, каналізація

В виробничому цеху з вбудовано – прибудованими адміністративно – побутовими приміщеннями прийнята однотрубна система опалення з нижньою розводкою. Для передачі тепла використовують металеві труби Ø100мм.

В якості теплоносія виступає гаряча вода, що має температуру 70-90°C що поступає з мережі гарячого водопостачання, яка існує на підприємстві.

В проекті прийнята приточно – витяжна система вентиляції виробничих та побутових приміщень із природнім та примусовим рухом повітря. Природній рух повітря забезпечується шляхом влаштування в цеху вікон з можливістю відкривання, а для поліпшення циркуляції повітря в середньому прогоні передбачено влаштування світлоаераційного ліхтаря. В приміщеннях із значним тепловиділенням, таких як пекарська зала, котельня передбачено влаштування повітропроводів для видалення надмірно гарячого повітря і забезпечення приміщень повітрям із нормальною температурою.

На підприємстві існує централізована система водопостачання і каналізації. У відповідності із розрахунковими потребами ,запроектований

об'єднаний підземний побутово – пожежний водогін діаметром 150мм, із чавунних труб .

Скидання стічних вод виконується в централізовану систему каналізації.

1.11. Техніко-економічні показники

1. Площа забудови $P_з = 2344,88 \text{ м}^2$;
2. Площа робоча $P_р = 921,44 \text{ м}^2$;
3. Площа корисна $P_к = 1554,65 \text{ м}^2$;
4. Площа підсобна $P_п = 825,55 \text{ м}^2$;
5. Будівельний об'єм $V_{\text{буд}} = 20541,00 \text{ м}^3$.
6. Коефіцієнт $K_1 = P_р / P_к = 0,59$
7. Коефіцієнт $K_2 = V_{\text{буд}} / P_р = 22,29$
8. Орієнтовна вартість будівництва – 8324030 грн.

2. Розрахунково-конструктивний розділ

2.1. Розрахунок плити покриття

Вихідні дані

Плита покриття [21] розмірами 6×1.5 м виготовлена з важкого бетону класу С25/30. При коефіцієнті умов роботи бетону $j_{b2} = 0.9$. Розрахункові опори бетону для розрахунку за граничними станами першої групи:

$$f_{cm} = j_{b2} f_{cd} = 0.9 \cdot 17 = 15.3 \text{ МПа}$$

$$f_{ctm} = j_{b2} f_{ctd} = 0.9 \cdot 1.2 = 1.08 \text{ МПа}$$

Для розрахунку за граничними станами другої групи $f_{ck} = 22 \text{ МПа}$
 $f_{ctk} = 1.8 \text{ МПа}$

Початковий модуль пружності бетону $E_{cm} = 32.5 \cdot 10^3 \text{ МПа}$

Робоча поздовжня арматура ребер з сталі класу А400С з характеристиками для $\varnothing 10 \dots 40$ мм:

$$f_{yd} = 365 \text{ МПа}$$

$$E_{s2} = 2.0 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

Сітка плити, поперечна та монтажна арматура з сталі класу А400С $\varnothing 6 \dots \varnothing 8$

$$f_{yd} = 355 \text{ МПа}$$

$$f_{ywd} = 285 \text{ МПа}$$

$$E_{s3} = 2.0 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

Таблиця 2.1.

Збір навантажень на 1кв.м покриття

Вид навантаження	Нормативне кН/м ²	Коефіцієнт надійності	Розрахункове, кН/м ²
1.ПОСТІЙНЕ			
шар гравію, втопленого в бітумну мастику	0.15	1.3	0.20
три шари руберойду на мастиці	0.15	1.3	0.20
стяжка з цементно-піщаного розчину $\delta = 20\text{мм}$ $j=18\text{кН/м}^3$ (0.020·18·0.95)	0.34	1.3	0.44
утеплювач – мінерально-ватні плити $\delta = 80\text{мм}$ $j=400\text{кг/м}^3$ (0.08·0.4·9.81·0.95)	0.30	1.3	0.39
пароізоляція	0.048	1.3	0.062
Разом постійне від покрівлі:	$q_{n1}=0.99$		$q_1=1.29$
Плита покриття: 1.69·0.95	$q_{n2}=1.61$	1.1	$q_2=1.77$
Разом постійне:	$q_n = 2.69$		$q = 3.06$
2. Тимчасове снігове 0.7·0.95	$p_n=0.67$	1.4	$p=0.94$
3.Повне навантаження:	$q_n+p_n=3.27$	3.27	$q+p=4.0$
в т.ч. тривале короточасне	$q_{nl}=2.6$ $p_n = 0.67$		$q_l=3.06$ $p = 0.94$

Розрахунок плити

Плита являє собою багато прольотну однорядну плиту, що обрамлена ребрами. Кожен проліт є плитою защемленою за контуром.

Розрахункові прольоти в просвітку:

$$\ell_{01} = 149 - (9.5 + 3.0) \cdot 2 = 124\text{см}$$

$$\ell_{02} = 147 - 9 = 138\text{см}$$

Розрахункове постійне навантаження на 1м² з вагою плити $h'_f = 30\text{мм}$

ВКЛЮЧНО:

$$q = q_1 + q_{пл}, \text{ де } q_{пл} = h'_f \cdot j \cdot j_f \cdot j_n$$

$$q = 1.29 + 0.03 \cdot 25 \cdot 1.1 \cdot 0.95 = 2.08 \text{ кН/м}^2$$

Згинаючі моменти з урахуванням перерозподілу зусиль:

1. При дії постійного і тимчасового навантаження (снігового навантаження)

$$M = \frac{(q+s) \cdot \ell_{01}^2 (3\ell_{02} - \ell_{01})}{48(\ell_{01} + \ell_{02})};$$

$$M = \frac{(2.08 + 0.94) \cdot 1.24^2 (3 \cdot 1.38 - 1.24)}{48(1.24 + 1.38)} = 0.107 \text{кН} \cdot \text{м} / \text{м}.$$

2. При дії постійного і тимчасового зосередженого навантаження від ваги робітника з інструментом ($P = 1.0 \cdot 0.95 \cdot 1.2 = 1.14 \text{кН} / \text{м}^2$)

$$M = \frac{q \ell_{01}^2 (3\ell_{02} - \ell_{01})}{48(\ell_{01} + \ell_{02})} + \frac{P}{16} \cdot \ell_{02};$$

$$M = \frac{2.08 \cdot 1.24^2 (3 \cdot 1.38 - 1.24)}{48(1.24 + 1.38)} + \frac{1.14}{16} \cdot 1.38 = 0.172 \text{кН} \cdot \text{м} / \text{м}$$

Розрахунковою є комбінація 2.

Робоча висота плити при арматурі Ø6A400C з урахуванням розташування сітки посередині товщини:

$$h_o = 0.5h'_f - 0.5d$$

$$h_j = 0.5 \cdot 3 - 0.5 \cdot 6 = 1.2 \text{см}$$

Характеристика стиснутої зони

$$\omega = \alpha - 0.008 f_{cm}$$

при $\alpha = 0.85$ – важкий бетон

$$\omega = 0.85 - 0.008 \cdot 15.3 = 0.727$$

Граничне значення відносної висоти стислої зони бетону:

$$\zeta_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\tau_{SR}}{\tau_{SCU}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)},$$

де напруження в арматурі: A400C $\tau_{SR} = 355 \text{МПа}$; напруження в арматурі стислої зони при $j_{b2} < 1$, $\tau_{scu} = 500 \text{МПа}$.

$$\zeta_R = \frac{0.728}{1 + \frac{355}{500} \left(1 - \frac{0.728}{1.1}\right)} = 0.587.$$

Граничне значення коефіцієнту

$$A_R = \zeta_R(1 - 0.5\zeta_R)$$

$$A_R = 0.587(1 - 0.5 \cdot 0.587) = 0.415$$

Визначимо армування плити:

$$A_o = \frac{M}{f_{cm} \cdot b \cdot d^2}$$

$$A_o = \frac{0.172 \cdot 10^5}{15.3(100) \cdot 100 \cdot 1.2^2} = 0.162 < A_R = 0.415$$

при $A_o = 0.162$

$$\nu = 0.911$$

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \cdot \nu \cdot d}$$

$$A_s = \frac{0.172 \cdot 10^5}{355(100) \cdot 0.911 \cdot 1.2} = 0.443 \text{ см}^3$$

Приймаємо Ø6A400C з кроком 300 мм, $A_s = 4 \cdot 0.283 = 1.132 \text{ см}^2$

Розрахунковий проліт, навантаження та зусилля в поперечному ребрі

Розраховуємо середнє поперечне ребро, вантажна площа – трикутна

а) – перша комбінація

б) – друга комбінація

Розрахунковий проліт:

$$\ell_o = 149 - 2 \cdot 0.5 \cdot 6.5 = 142.5 \text{ см}^2$$

Розрахункове рівномірно розподілене навантаження на 1 м ребра від його

ваги: $q_1 = \frac{0.04 + 0.09}{2} (0.14 - 0.03) \cdot 25 \cdot 1.1 \cdot 0.95 = 0.187 \text{ кН / м}$

Розрахункове навантаження від ваги плити та ізоляційної ковдри при відстані між поперечними ребрами 1.47м

$$q_2 = 2.08 \cdot 1.47 = 3.06 \text{ кН / м}$$

Розрахункове снігове навантаження: $S = 0.94 \cdot 1.47 = 1.38 \text{ кН / м}$. Зусилля від розрахункових постійного та снігового навантаження (комбінація 1)

$$M = \frac{q_1 \ell_o^2}{8} + \frac{q_2 \ell_o^2}{12} + \frac{S \ell_o^2}{12}$$

$$M = \frac{0.187 \cdot 1.425^2}{8} + \frac{(3.06 + 1.38) \cdot 1.425^2}{12} = 0.94 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = \frac{q_1 \ell_o}{2} + \frac{q_2 \ell_o}{4} + \frac{S \ell_o}{4}$$

$$Q = 0.5 \cdot 0.187 \cdot 1.425 + 0.25(3.06 + 1.38) \cdot 1.425 = 1.72 \text{кН}$$

Зусилля від розрахункового постійного та зосередженого навантаження:

Розрахунковими є зусилля комбінації 2.

Розрахунок міцності нормальних перерізів поперечного ребра

При відношенні $\frac{h'_f}{h} = \frac{3}{14} = 0.214 > 0.1$ розрахункова ширина полиці таврового

перерізу $b'_f = \frac{\ell_o}{3} + b = \frac{142.5}{3} + 9 = 57 \text{см}$

При армуванні арматурного класу А400С ($f_{yd} = 355 \text{МПа}$) граничне значення відносної висоти стислої зони $\zeta_R = 0.587$ $A_R = 0.415$

Умова

$$M < f_{cd} \cdot b'_f h'_f (d - 0.5 h'_f),$$

де робоча висота перерізу при попередньо прийнятому $d = 8 \text{мм}$, $a = 15 \text{мм}$

$$h_o = 14 - (1.5 + 0.5 \cdot 0.8) = 12.1 \text{см}$$

$$M = 0.89 \cdot 10^5 \text{Н} \cdot \text{см} < 15.3(100) \cdot 57 \cdot 3(12.1 - 0.5 \cdot 3) = 27.74 \cdot 10^5 \text{Н} \cdot \text{см}$$

Умова виконується, нейтральна вісь проходить в межах полиці, розрахунковий

переріз прямокутний шириною $b'_f = 57 \text{см}$

При $b = b'_f$ визначимо

$$A_0 = \frac{0.89 \cdot 10^5}{15.3(100) \cdot 57 \cdot 12.1^2} = 0.007 < A_R = 0.415$$

При $A_0 = 0.007$ $\nu = 0.995$

$$A_s = \frac{0.89 \cdot 10^5}{355(100) \cdot 0.995 \cdot 12.1} = 0.208 \text{ см}^2$$

Приймаємо в нижній зоні ребра 1Ø6A400C, $A_s=0.283 \text{ см}^2 > 0.208 \text{ см}^2$

Розрахунок міцності похилих перерізів поперечного ребра

Необхідність розрахунку хомутив перевіряємо з умови:

$$Q \leq \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) f_{ctd} \cdot b \cdot d,$$

де коефіцієнт $\varphi_{b3} = 0.6$ для важкого бетону $\varphi_n = 0$

$$Q = 2.37 \cdot 10^3 \text{ Н} < 0.6 \cdot 1.08(100) \cdot 57 \cdot 12.1 = 44.69 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

Умова виконується, поперечні стержні Ø6A400C встановлюємо з конструктивних вимог.

Розрахунковий проліт, навантаження та зусилля в поздовжніх ребрах

Розрахунковий проліт ребра по висях опор:

$$\ell_o = 5.97 - 2 \cdot 0.5 \cdot 0.1 = 5.87 \text{ м}$$

Навантаження на 1 м панелі визначаємо з урахуванням даних таблиці 2.2.

Таблиця 2.2.

Навантаження на 1 метр панелі

Вид навантаження	Нормативне кН/м	Коефіцієнт надійності, j_t	Розрахункове , кН/м
ПОСТІЙНЕ (тривале) Вага панелі покриття з бетоном замонолічування	$1.61 \cdot 1.5 = 2.42$	1.1	2.66
Конструкція покрівлі	$0.99 \cdot 1.5 = 1.49$	1.3	1.93
Разом постійне	$q_{n1} = 3.91$		$q_1 = 4.59$
ТИМЧАСОВЕ (короткочасне) Снігове	$S_n = 0.67 \cdot 1.5 = 1.0$	1.4	$S = 1.4$
Повне навантаження	$q_n = 4.91$		$q_1 = 5.99$

Зусилля в поздовжньому ребрі:

- від повного розрахункового навантаження:

$$M = \frac{q \ell_o^2}{8} = \frac{5.99 \cdot 5.87^2}{8} = 25.8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = 0.5 q \ell_o = 0.5 \cdot 5.99 \cdot 5.87 = 17.6 \text{ кН}$$

- від повного нормативного навантаження

$$M_n = \frac{4.91 \cdot 5.87^2}{8} = 21.2 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_n = 0.5 \cdot 4.91 \cdot 5.87 = 14.4 \text{кН}$$

- від нормативного тривалого навантаження

$$M_{nl} = \frac{3.91 \cdot 5.87^2}{8} = 16.8 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Для класу А400С, Ø10...40мм

$$\zeta_R = \frac{0.728}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0.728}{1.1}\right)} = 0.584$$

$$A_R = 0.584(1 - 0.5 \cdot 0.584) = 0.414$$

Розрахунок міцності нормальних перерізів поздовжніх ребер

Поперечний переріз приводимо до таврового

Ширина полиці: $b'_f = 149 - 2 \cdot 3 = 143 \text{см}$

Робоча висота ребра при $a = 2 \text{ см}$; $d = 0.9 \text{ см}$

$$h_o = 30 - (2 + 0.5 \cdot 0.9) = 27.6 \text{см}$$

Перевіряємо умову $M \leq f_{cd} b'_f h'_f (d - 0.5 h'_f)$

$$25.8 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} \leq 15.3 \cdot 143 \cdot 3(27.6 - 0.5 \cdot 3)(100) = 171.3 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

Умова виконується, переріз розраховуємо як прямокутний шириною $b'_f = 143 \text{см}$.

Коефіцієнт, який характеризує стиснуту зону:

$$A_o = \frac{25.8 \cdot 10^5}{15.3(100) \cdot 143 \cdot 27.6^2} = 0.016 \leq A_R = 0.414; \nu = 0.992$$

Необхідна площа перерізу арматури:

$$A_{sp} = \frac{M}{\nu \cdot h_o \cdot R_s}$$

$$A_{sp} = \frac{25.8 \cdot 10^5}{0.992 \cdot 27.6 \cdot 365(100)} = 2.58 \text{см}^2$$

Прийнято 2Ø14А400С, $A_{Sp} = 1.539 \cdot 2 = 3.08 \text{ см}^2$ по одному в кожному ребрі.

Геометричні характеристики перерізу

Площа перерізу бетону

$$A_c = b'_f h'_f + b(h - h'_f)$$

$$A_c = 143 \cdot 3 + 16(30 - 3) = 861 \text{ см}^2$$

Площа перерізу всієї поздовжньої арматури

$$\Sigma A_s = 3.08 + 1.006 + 6 \cdot 0.283 = 5.78 \text{ см}^2$$

$$\text{При } 0.008 A_b - 0.008 \cdot 861 = 6.89 \text{ см}^2 > \Sigma A_s = 5.78 \text{ см}^2$$

Характеристики перерізу визначаємо без урахування поздовжньої арматури.

$$A_{red} = b'_f h'_f (h - 0.5 h'_f) + b(h - h'_f) \frac{h - h'_f}{2}$$

$$S_{red} = 143 \cdot 3(30 - 0.5 \cdot 3) + 16(30 - 3)0.5(30 - 3) = 18060 \text{ см}^3$$

Відстань від центру ваги приведенного перерізу до нижньої грані

$$y_o = \frac{S_{red}}{A_{red}}$$

$$y_o = \frac{18060}{861} = 21 \text{ см}$$

Момент інерції приведенного перерізу відносно його центру ваги:

$$I_{red} = \frac{b'_f (h'_f)^3}{12} + b'_f h'_f (h - y_o - 0.5 h'_f)^2 + \frac{b(h - h'_f)^3}{12} + b(h - h'_f) \left(y_o - \frac{h - h'_f}{2} \right)^2;$$

$$I_{red} = \frac{143 \cdot 3^3}{12} + 143 \cdot 3(30 - 21 - 0.5 \cdot 3)^2 + \frac{16(30 - 3)^3}{12} + 16(30 - 3) \left(21 - \frac{30 - 3}{2} \right)^2 = 75000 \text{ см}^4.$$

Момент опору приведенного перерізу для крайнього розтягнутого волокна

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_o};$$

$$W_{red} = \frac{75000}{21} = 3570 \text{ см}^3.$$

Відстань від центру ваги приведенного перерізу до верхньої ядрової точки:

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}}$$

$$r = \frac{3570}{861} = 4.15 \text{ см}$$

Момент опору для крайнього стислого волокна:

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{h - y_o};$$

$$W'_{red} = \frac{75000}{30 - 21} = 8330 \text{ см}^3.$$

Пружньопластичний момент опору приведеного перерізу з урахуванням непружних деформацій бетону в розтягнутій зоні відносно:

– нижньої грані: $W_{pl} = jW_{red}$

де $j=1.75$ при $\frac{b'_f}{b} = \frac{143}{16} = 8.9 > 2$ та $\frac{h'_f}{h} = \frac{3}{30} = 0.1 < 0.2$

$$W_{pl} = 1.75 \cdot 3570 = 6250 \text{ см}^3$$

$$\text{верхньої грані: } W'_{pl} = 1.75 \cdot 8330 = 14580 \text{ см}^3.$$

Розрахунок прогинів

Кривизну панелі визначаємо за формулою:

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} + \frac{1}{r_3},$$

де $\frac{1}{r_1}$ – початкова кривизна від короткочасної дії всього навантаження;

$\frac{1}{r_2}$ – початкова кривизна від короткочасної дії тривалодіючого навантаження;

$\frac{1}{r_3}$ – повна кривизна від короткочасної дії тривалодіючої частини

навантаження;

Значення кривизни $\frac{1}{r_1}$; $\frac{1}{r_2}$; $\frac{1}{r_3}$ визначаємо за формулою:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_o Z} \left[\frac{\Psi_s}{E_s A_s} + \frac{\Psi_b}{(\varphi_f + \zeta) \cdot b \cdot h_o \cdot E_b \cdot \varphi} \right],$$

де коефіцієнт пружності $\varphi = 0.15$ при тривалій дії навантаження;

$\varphi = 0.45$ при короткочасному навантаженні, коефіцієнт, який враховує нерівномірність і

деформацій $\Psi_b = 0.9$

Коефіцієнт, який враховує вплив зв'язів полиць:

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + \frac{\alpha}{2\nu} \cdot A'_s}{b \cdot h_o},$$

$$A'_s = 1.006 + 1.698 = 2.7 \text{ см}^2$$

$$\text{де } \alpha = \frac{2 \cdot 10^5}{32 \cdot 10^3 \cdot 10^3} = 6.15$$

$$\varphi_f = \frac{(143 - 16) \cdot 3 + \frac{6.15}{2 \cdot 0.45} \cdot 2.7}{16 \cdot 27.6} = 0.91$$

Коефіцієнт відносної несучої здатності $\delta = \frac{M^H}{b \cdot d \cdot f_{ck}}$

$$\delta = \frac{21.2 \cdot 10^5}{22(100) \cdot 16 \cdot 27.6^2} = 0.079$$

коефіцієнт

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2 \cdot h_o} \right)$$

$$\lambda = 0.91 \left(1 - \frac{3}{2 \cdot 27.6} \right) = 0.86$$

відносна висота стисненої зони бетону:

$$\zeta = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}},$$

$$\mu\alpha = \frac{3.08}{16 \cdot 27.6} \cdot 6.15 = 0.043$$

$$\zeta = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5(0.079 + 0.86)}{10 \cdot 0.043}} = 0.067$$

$$x = \zeta h_o = 0.067 \cdot 27.6 = 1.83 \text{ см} < h'_f = 3 \text{ см}$$

Оскільки $x = 1.83 \text{ см} < h'_f$ нейтральна вісь проходить в полиці, необхідно виконати пере розрахунок для прямокутного перерізу шириною $b = b'_f = 143 \text{ см}$

при $\lambda = 0; \varphi_f = 0$

$$\alpha\mu = \frac{3.08}{143 \cdot 27.6} \cdot 1.15 = 0.005$$

$$\delta = \frac{21.2 \cdot 10^5}{22(100) \cdot 143 \cdot 27.6^2} = 0.009$$

$$\zeta = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5 \cdot 0.009}{10 \cdot 0.005}} = 0.044$$

Плече внутрішньої пари сил:

$$Z = h_o(1 - 0.5\zeta)$$

$$Z = 27.6(1 - 0.5 \cdot 0.044) = 27 \text{ см}$$

Коефіцієнт, який враховує вплив дії навантаження:

$\varphi_{\ell S} = 1.1$ при короткочасній дії навантаження;

$\varphi_{\ell S} = 0.8$ при тривалій дії навантаження;

Коефіцієнт, який враховує роботу розтягнутого бетону на ділянці з тріщинами

$$\Psi_S = 1.25 - \varphi_{\ell S} \cdot \varphi_m \leq 1.0$$

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} \cdot W_{pl}}{M^H} \leq 1.0$$

де

$$\Psi_S = 1.25 - 1.1 \cdot \frac{1.8(100) \cdot 6250}{21.2 \cdot 10^5} = 0.67$$

Початкова кривизна від короткочасної дії всього навантаження:

$$\frac{1}{r_1} = \frac{21.2 \cdot 10^5}{27.6 \cdot 27 \cdot 100} \left[\frac{0.67}{2.0 \cdot 10^5 \cdot 3.08} + \frac{0.9}{0.044 \cdot 143 \cdot 27.6 \cdot 32.5 \cdot 10^3 \cdot 0.45} \right] = 4.1 \cdot 10^{-5}$$

Відповідний прогин $f_1 = K \ell^2 \frac{1}{r_1}$

де коефіцієнт $K = 5:48$ для балки на двох опорах, завантаженої рівномірно-розділеним навантаженням (із шарнірним обпиранням)

$$f_1 = \frac{5}{48} \cdot 587^2 \cdot 4.1 \cdot 10^{-5} = 1.47 \text{ см}$$

Початкова кривизна від короткочасної дії тривало діючого навантаження:

$$\frac{1}{r_2} = \frac{1}{r_1} \cdot \frac{M_{ip}^H}{M^H}$$
$$\frac{1}{r_2} = 4.1 \cdot 10^{-5} \frac{16.8}{21.2} = 3.25 \cdot 10^{-5}$$

Відповідний прогин: $f_2 = \frac{5}{48} \cdot 587^2 \cdot 3.25 \cdot 10^{-5} = 1.17 \text{ см}$

Визначимо повну кривизну від тривало діючої частини навантаження $\frac{1}{r_3}$

при $M_{ip}^H = 16.8$.

$$\delta = \frac{16.8 \cdot 10^5}{22(100) \cdot 27.6^2 \cdot 143} = 0.007$$

$$\zeta = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5 \cdot 0.007}{10 \cdot 0.005}} = 0.044$$

$$Z = 27.6(1 - 0.5 \cdot 0.044) = 27 \text{ см}$$

$$\Psi_s = 1.25 - 0.8 \cdot \frac{1.8(100)6250}{16.8 \cdot 10^5} = 0.71 < 1$$

$$\frac{1}{r_3} = \frac{16.8 \cdot 10^5}{27.6 \cdot 27(100)} \left[\frac{0.71}{2.0 \cdot 10^5 \cdot 3.08} + \frac{0.9}{0.044 \cdot 143 \cdot 27.6 \cdot 32.5 \cdot 10^3 \cdot 0.15} \right] = 5.0 \cdot 10^{-5}$$

Відповідний прогин: $f_3 = \frac{5}{48} \cdot 587^2 \cdot 5.0 \cdot 10^{-5} = 1.79 \text{ см}$

Повний прогин визначаємо за формулою: $f = f_1 - f_2 + f_3$

$$f = 1.47 - 1.17 + 1.79 = 2.09 \text{ см}$$

Порівнюємо з запусковим прогином $[f] = \frac{\ell}{200} = \frac{587}{200} = 2.94 \text{ см} > f = 2.09 \text{ см}$

Прогин панелі перекриття не перевищує допустимого значення.

Розрахунок панелі перекриття у стадії транспортування і монтажних навантажень

В стадії монтажу панель перекриття розраховується як балка на двох опорах з двома консолями. Опорами є місця розташування монтажних петель ($a = 0.8\text{м}$), навантаженням – власна вага при $j_f = 1$ та коефіцієнті динамічності $R_d = 1.8$

Момент в перерізах біля петель $M_{on} = 0.5 \cdot q \cdot R_d \cdot \ell_o^2$

$$q = 2.24 \text{кН} / \text{м}$$

де

$$M_{on} = 0.5 \cdot 2.24 \cdot 1.8 \cdot 0.8^2 = 1.29 \text{кН} \cdot \text{м}$$

при такому завантаженні і прийнятому армуванні висота стисненої зони:

$$x = \frac{f_{yd} A_s - f_{ycd} A'_s}{f_{cm} \cdot b}$$
$$x = \frac{365 \cdot 3.08 - 365 \cdot 2.7}{17 \cdot 143} = 0.07 \text{см}$$

При $x = 0.07 \text{см} < h'_f = 3 \text{см}$ нейтральна вісь в межах полиці і відносна висота стисненої зони: $\zeta = \frac{x}{h_o} = \frac{0.07}{27.6} = 0.003 \Rightarrow \eta = 0.995$

$$A_o = 0.003$$

Несуча здатність перерізу $M = A_o b \cdot h_o^2 R_b + R_b (b'_f - b) h'_f (h_o - 0.5 h'_f) + R_s A'_s (h - a - a')$

$$M = 0.003 \cdot 16 \cdot 27.6^2 \cdot 17(100) + 17(143 - 16) \cdot 3(27.6 - 0.5 \cdot 3) \cdot 100 + 355 \cdot 2.7 \cdot 25(100) = 193.64 \text{кН} \cdot \text{м}$$

При $M = 193.64 \text{кН} \cdot \text{м} > M_{on} = 1.29 \text{кН} \cdot \text{м}$ міцність в стадії перевезення і монтажу забезпечений.

Розрахунок монтажної петлі

Навантаження на кожную петлю (випадок обриву однієї петлі)

$$F = 2.24 \cdot \frac{5.87}{3} = 4.38 \text{кН}$$

Потрібна площа перерізу арматури петлі при $R_d = 1.8$

$$A_s = 4.38 \cdot \frac{1.8}{225(100)} = 0.35 \text{ см}^2$$

Приймаємо Ø 10A300С, $A_s = 0.785 \text{ см}^2$

Розрахунок панелі по розкриттю тріщин

Ширина розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої вісі елемента визначається формулою:

$$w_k = \delta \varphi_\ell \eta \frac{\tau_s}{E_s} \cdot 20(3.5 - 100\mu)^{\frac{2}{3}} \sqrt{d} ,$$

де коефіцієнт $\delta = 1$ для елементів, що згинаються;

φ_ℓ - коефіцієнт, який дорівнює:

а) $\varphi_\ell = 1$ - при врахуванні нетривалих навантажень та нетривалої дії постійних та тривалих навантажень;

б) $\varphi_\ell = 1.6 - 15\mu$ - при врахуванні тривалої дії постійних та тривалих навантажень;

$r = 1$ для арматурних стержнів періодичного профілю;

Напруження в стержнях крайнього ряду арматури від відповідного навантаження: $\tau_s = \frac{M}{A_s \cdot Z}$

$$\tau_{s1} = \frac{21.2 \cdot 10^5}{3.08 \cdot 27(100)} = 254.9 \text{ МПа}$$

$$\tau_{s2} = \tau_{s3} = \frac{16.8 \cdot 10^5}{3.08 \cdot 27(100)} = 202 \text{ МПа}$$

Початкова ширина розкриття тріщин від нетривалої дії всього навантаження:

$$w_{k,1} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{254.9}{2.0 \cdot 10^5} \cdot 20(3.5 - 100 \cdot 0.005)^{\frac{2}{3}} \sqrt{14} = 0.184 \text{ мм}$$

Початкова ширина розкриття тріщин від короткочасної дії тривалого навантаження: $w_{k,2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{202}{2.0 \cdot 10^5} \cdot 20(3.5 - 100 \cdot 0.005)^3 \sqrt{14} = 0.146 \text{ мм}$

Повна ширина розкриття тріщин від тривалого навантаження:

$$w_{k,3} = (1.6 - 15\mu) \cdot w_{k,2}$$

$$w_{k,3} = (1.6 - 15 \cdot 0.005) \cdot 0.146 = 0.221 \text{ мм} \triangleleft [w_{k,\ell} = 0.3 \text{ мм}]$$

Ширина нетривалого розкриття тріщин:

$$w_k = w_{k,1} - w_{k,2} + w_{k,3} \triangleleft [w_{k,sh} = 0.4 \text{ мм}]$$

$$w_k = 0.184 - 0.146 + 0.221 = 0.259 \text{ мм} \triangleleft [0.4 \text{ мм}]$$

3. Основи та фундаменти

3.1 Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчику

Одна з основних задач в проектуванні фундаментів – вибір найближчого до денної поверхні пласту ґрунту, який можна використати в якості несучого шару. З метою уточнення найменування ґрунтів основи для всіх шарів знаходять похідні характеристики для кожного шару окремо.

В даному проекті необхідно виконати оцінку ґрунтів, що є основою будівельного майданчику. Інженерно-геологічний розріз будівельного майданчику зображено на рисунку 4.1.

Насипний та рослинний ґрунти не використовуються в якості несучих шарів, тому розглядаємо шари ґрунту починаючи з третього.

Супісок лесоподібний:

Питома вага ґрунту та часточок ґрунту визначається за формулою

$$\gamma = \rho g$$

де ρ - щільність ґрунту, т/м³;

g - прискорення вільного падіння, $g = 9,81$ м/с² (для технічних розрахунків допускається приймати $g = 10$ м/с²).

$$\gamma = 1.75 * 10 = 17.5 \text{ кН/м}^3$$

За щільністю часток знаходять питому вагу часток ґрунту, кН/м³:

$$\gamma_s = \rho_s g$$

де ρ_s – щільність часток ґрунту, т/м³

$$\gamma_s = 2.66 * 10 = 26.6 \text{ кН/м}^3$$

Коефіцієнт пористості ґрунту:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1 + W) - 1$$

де W – природна вологість, т/м³

$$e = \frac{26.6}{17.5} (1 + 0.162) - 1 = 0.766$$

Попередній розрахунковий опір ґрунту R визначаємо за ДБН в залежності від типу ґрунта, коефіцієнта пористості e та показника текучості

I_L .

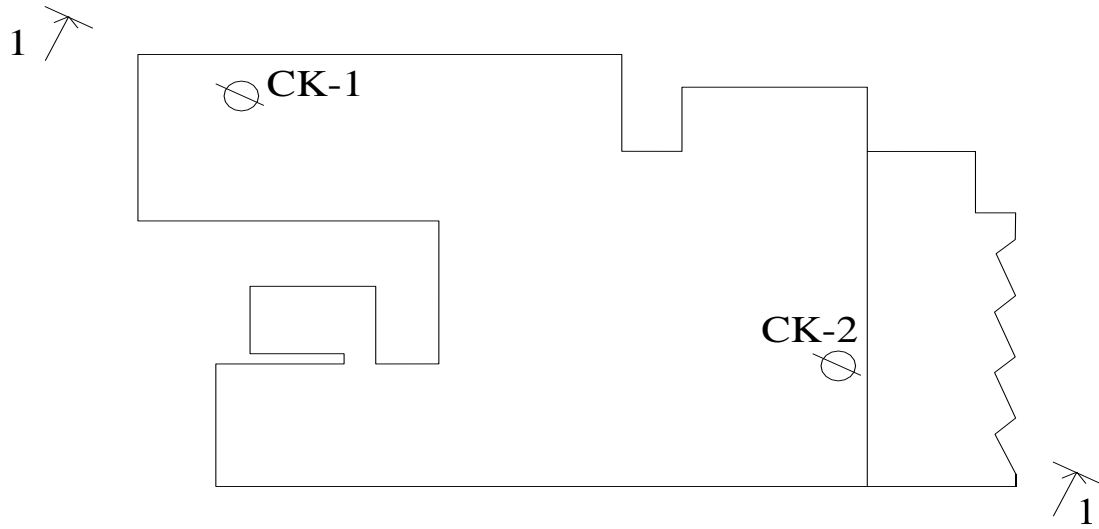


Рис. 3.1. Схема розташування геологічних свердловин

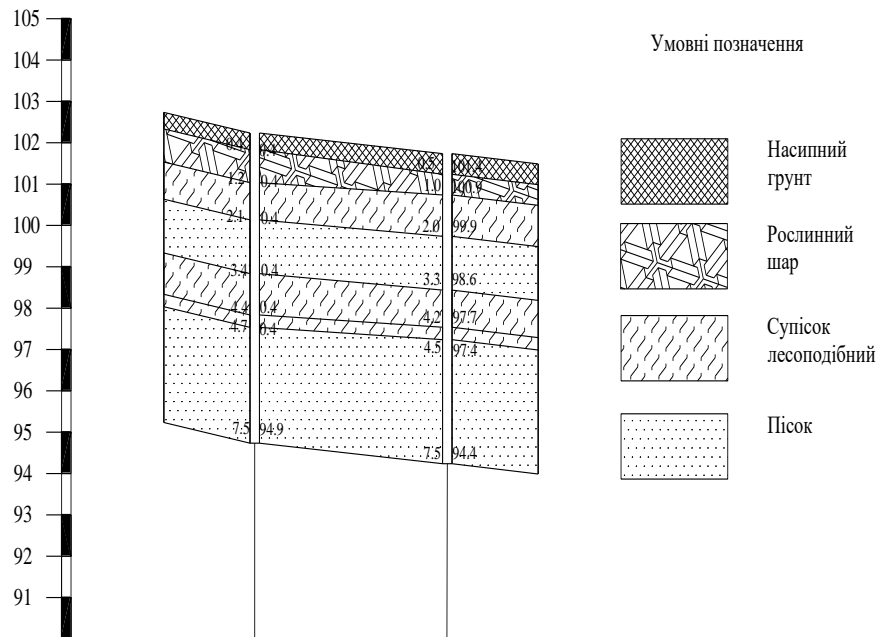


Рис. 3.2. Розріз по геологічним свердловинам

Табл. 3.1

Інженерно-геологічні дані будівельного майданчику

Номер шару	Повне найменування ґрунту	Глибина залягання підшви, шар, м	Щільність, т/м ³		Питома вага, кН/м ³			Природна вологість, W	Межа		Число пластичності, I _p	Показник текучості, I _L	Коефіцієнт пористості, e	Ступінь вологості, S _n , кПа	Питома зчеплення, C _n , кПа	Кут внутрішнього тертя, φ _n ... ⁰	Модуль деформації E, мПа	Розрахунковий опір, R _o , кПа	Примітка
			ґрунту, ρ	часток ґрунту, ρ _s	ґрунту, γ	часток ґрунту, γ _s	у зваженому стані, γ _{зв}		текучості, W _L	розкатування, W _p									
1	Насипний ґрунт	0,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	Рослинний ґрунт	1,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	Супісок лесоподібний	3,2	1,47	2,66	15,3	26,6		0,05		0,16	0,04	<0	0,766	0,56	7	21	12/6,5	250	
4	Пісок кварцовий мілкий маловологий	10	1,61	2,65	16,6	26,5		0,03		-	-	-	0,667	0,25	2	32	28	400	

3.2 Визначення глибини закладання фундаменту

Вибираємо глибину закладання підшви ростверку:

- за кліматичними умовами:

$$d_p = K_h \cdot d_{fn} + 0.2$$

де $K_h = 0.5$ – коефіцієнт впливу теплового режиму будівлі;

$d_{fn} = 0.9$ м – нормативна глибина промерзання ґрунту.

$$d_p = 0.5 \cdot 0.9 + 0.2 = 0.65 \text{ м.}$$

- з геологічних міркувань мінімальна глибина закладання фундаменту:

$$d_1 = h_1 + h_2 + 0.4,$$

$$d_p = 0.5 + 0.5 + 0.4 = 1.4 \text{ м.}$$

- за конструктивних міркувань глибину закладання підшви

фундаменту d визначаємо за формулою:

$$d = h_{oi} + h_{nod} - h_m,$$

де h_m - відмітка верхнього обрізу фундаменту над рівнем планування, приймається у межах 0,3 . . . 0,8 м у залежності від умов планування будівельного майданчику. Приймаємо $h_m = 0,5$ м;

h_{on} — висота необхідної кількості стінових блоків;

$h_{под}$ - висота подушки стрічкових фундаментів.

Конструктивна висота фундаменту повинна бути більше чи рівною максимальній глибині, визначеній за першими двома умовами:

$$d = 3 \times 0.6 + 0.3 - 0.5 = 1.6 \text{ м.}$$

Остаточно приймаємо глибину закладання підшови фундаменту $d = 1,6$ м.

3.3 Визначення розмірів підшови фундаменту

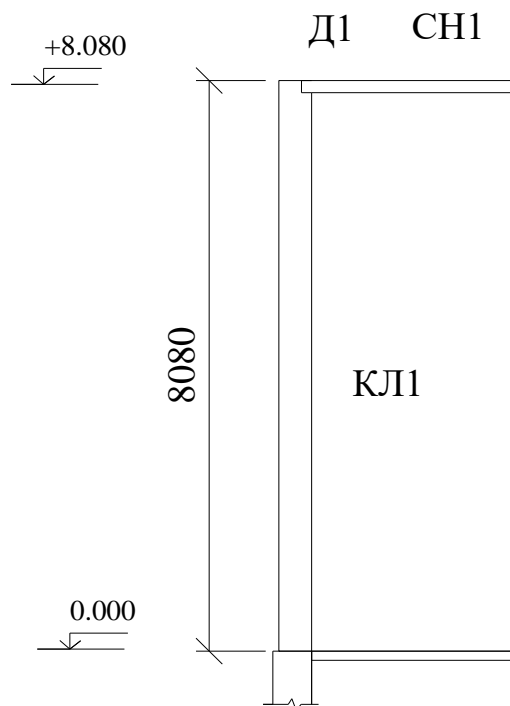


Рис. 3.3. Схема навантажень на фундамент

Повне навантаження на 1м. фундаменту визначаємо за рисунком 3.3 за формулою:

$$N_{II} = [Д1 + СН1] * 2.85 + КЛ1$$

де Д1 -навантаження від покрівлі дивись разом з таблицею 4,1.

СН1 -снігове навантаження приймаємо згідно [13]

КЛІ – навантаження від цегляної кладки

$$K_{Л1} = \delta_{cm} * h_{cm} * \rho * g = 0,51 * 8800 * 19,5 * 10 = 81800 \text{ Н/м}$$

$$N_{II} = [2814 + 700] * 2.85 + 81800 = 91815 \text{ Н/м}$$

Обчислюємо попередню ширину фундаменту:

$$b = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_0 d}$$

$$b = \frac{91.815}{250 - 20 \times 1.6} = 0.421 \text{ м.}$$

Знаходимо фактичний розрахунковий опір ґрунту на рівні подошви фундаменту:

$$R = \frac{\gamma_{c_i} \gamma_{c_{II}}}{k} [M \gamma_{k_z} b \gamma_{II} + M_a d_i \gamma'_{II} + (M_a - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}],$$

де $\gamma_{c_i} = 1,2$ – коефіцієнт умов роботи ґрунтової основи для супіску

$\gamma_{c_{II}} = 1,0$ – коефіцієнт умов роботи у взаємодії з основою для будівель з гнучкою конструктивною схемою;

k - коефіцієнт надійності, який приймається при визначенні розрахункових характеристик по ДБН, $k = 1,1$;

M_γ, M_a, M_c - коефіцієнти, які приймаються у залежності від розрахункового значення кута внутрішнього тертя, $\varphi_{II} = 21^\circ$ ($M_\gamma = 0,56$; $M_a = 3,24$; $M_c = 5,84$);

γ_{II} - питома вага ґрунту нижче подошви фундаменту, $\gamma_{II} = 17,5 \text{ к Н/м}^3$;

d_i - глибина закладення подошви фундаменту, $d_i = 1,6 \text{ м}$;

γ'_{II} - середнє значення питомої ваги ґрунту вище подошви фундаменту:

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_{II,i} \times h_i}{\sum h_i}$$

$\gamma_{II,i}, h_i$ - розрахункове значення питомої ваги і потужність окремих шарів ґрунту від рівня планування до подошви фундаменту. У формулі $\sum h_i = d$;

$$\gamma_{II}^i = \frac{0.5 * 14.03 + 0.5 * 16.38 + 17.5 * 0.6}{1.6} = 16.2 \text{ кН/м}^3;$$

c_{II} - питома вага супіску, $c_{II} = 11$ кПа;

$k_z = 1$, тому що $B_0 = 2,02 \text{ м} < 5 \text{ м}$;

$d_b = 0$, оскільки будівля без підвалу;

$$R = \frac{1.2 * 1.0}{1.1} (0.56 * 1.0 * 0.421 * 17.5 + 3.24 * 1.6 * 16.2 + 5.84 * 11) = 166.2 \text{ кПа}$$

Порівнюючи значення R_0, R_1 , котрі відрізняються одне від одного більше ніж на 10 кПа, продовжуємо уточнення розмірів.

$$b_1 = \frac{109.18}{166.2 - 20 * 1.6} = 0.813 \text{ м.}$$

$$R = \frac{1.2 * 1.0}{1.1} (0.56 * 1.0 * 0.813 * 17.5 + 3.24 * 1.6 * 16.2 + 5.84 * 11) = 170.4 \text{ кПа}$$

Порівнюючи значення R_0, R_1 , котрі відрізняються одне від одного не більше ніж на 10 кПа, припиняємо уточнення розмірів і остаточно приймаємо ширину фундаменту $b = 1 \text{ м}$.

Приймаємо подушку ФЛ 10.24-3 $h_{\text{под}} = 0,3 \text{ м}$.

При висоті подушки $h_{\text{под}} = 0,3 \text{ м}$ глибина закладання підшови фундаменту :

$$d = 3 * 0.6 + 0.3 - 0.5 = 1.6 \text{ м.}$$

Уточнюємо для прийнятих ширини і глибини закладання підшови фундаменту розрахунковий опір ґрунту. Оскільки

$$R = \frac{1.2 * 1.0}{1.1} (0.56 * 1.0 * 1 * 17.5 + 3.24 * 1.6 * 16.2 + 5.84 * 11) = 172.38 \text{ кПа}$$

Перевіряємо фактичний тиск під підшовою фундаменту

$$P = \frac{\sum N_{II}}{b * 1},$$

яке повинно бути менше чи дорівнювати розрахунковому тиску R .

Тут $\sum N_{II}$ - сума розрахункових навантажень на 1 м погонної довжини фундаменту, тобто навантаження від будівлі N_{II} , ваги фундаменту і ваги ґрунту на зрізах фундаменту:

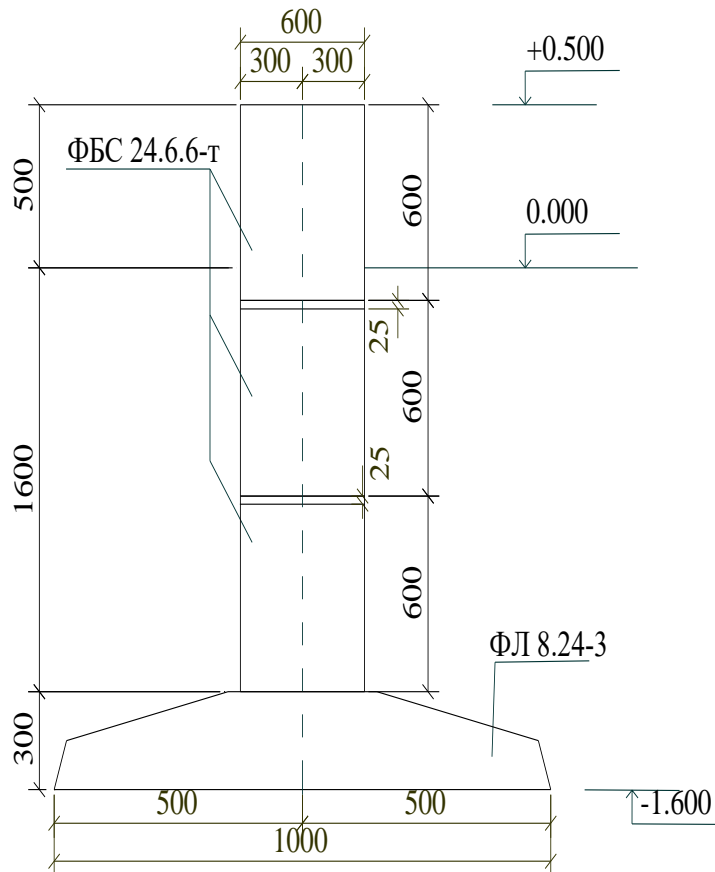


Рис. 3.4 - Конструкція фундаменту

$$\sum N_{II} = N_{II} + G_{\phi} + G_{zp}.$$

Для визначення G_{ϕ} , G_{zp} спочатку визначають об'єм фундаменту і ґрунту

Загальний об'єм фундаменту і ґрунту на його зрізах :

$$V_0 = 1 * 1.8 * 1.0 + 0.5 * 0.6 * 1.0 = 2.1 \text{ м}^3.$$

Об'єм фундаменту:

$$V_{\phi} = 1,8 * 0,6 * 1,0 + 1 * 0,3 * 1,0 - 2 * 0,5 * 0,3 * 0,3 = 1.29 \text{ м}^3.$$

Об'єм ґрунту на уступах фундаменту:

$$V_{zp} = V_0 - V_{\phi} = 2.1 - 1.29 = 0.81 \text{ м}^3.$$

Приймаємо питому вагу стінових фундаментних блоків 24 кН/м^3 , а ґрунту зворотної засипки – 17 кН/м^3 . Звідси:

$$G_{zp} = 24 \times 1.29 = 30.96 \text{кН} / \text{м}^3;$$

$$G_{\phi} = 17 \times 0.81 = 13.77 \text{кН} / \text{м}^3.$$

Отже, $\sum N_{II} = 109.18 + 30.96 + 13.77 = 153.91 \text{кН} / \text{м}.$

Середній тиск під подошвою фундаменту:

$$P = \frac{153.91}{1} = 153.91 \text{кПа} < R = 172.38 \text{кПа},$$

тобто перевірка тиску під подошвою фундаменту виконується.

3.4 Визначення просідання фундаменту

Розрахунок основ за деформаціями в більшості випадків проводиться з урахування сумісної роботи наземних конструкцій. За деформаціями основи розраховують виходячи з умови:

$$S < [S_U]$$

де S – коефіцієнт значення сумісної роботи деформацій основи та будівлі, які визначаються розрахунком:

$[S_U]$ – граничне допустиме значення сумісності деформації основи та будівлі, приймається за додатком 4 ДБН, $S_U = 10 \text{см}.$

Метод шарового додавання застосовується для розрахунку осадок фундаментів шириною менше 10м при відсутності в межах стискуваної товщі ґрунтів з модулем деформацій $E > 100 \text{МПа}.$

Осідання основи S визначається за формулою:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_i}$$

де β – коефіцієнт який дорівнює 0,8;

σ_{zpi} – середнє значення додаткового вертикального нормального напруження в i -тому шарі ґрунту, яке дорівнює напівсумі визначених напружень на верхній z_{i-1} та нижній z_i границях шару по вертикальній осі, яка проходить через центр подошви фундаменту;

h_i і E_i – відповідно товщина і модуль деформацій i -того шару ґрунту;

n – число шарів на які розбита стискувальна товща основи.

Розрахунок осадки виконуємо в такій послідовності:

1. Складаємо розрахункову схему фундаменту за типовим геологічним розрізом для визначення осадок, розбивши стискувану зону на 8-12 елементів товщиною $z=0,4 \cdot b=0,4 \cdot 1=0,4\text{м}$.

Таблиця 3.2

Визначення осідань

	Глибина даної точки від подошви фундаменту z, м	$\xi = 2z/b$	α	Напруження від власної ваги ґрунту σ_{zg} , кПа	Додаткове навантаження σ_{zp} , кПа	$\sigma_{zрр}$, кПа	Товщина шару h_i , см	Модуль деформації ґрунту E_i , кПа	Осадка шару S_i , см	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
0	0	0	1	25,71	128,2	120,57	40	7000	0,551	
1	0,4	0,8	0,881	32,71	112,94		40			0,446
2	0,8	1,6	0,642	56,73	82,3	97,62	40	10000	0,23	
3	1,2	2,4	0,477		61,15	71,73	40			0,175
4	1,6	3,2	0,374		47,95	54,55	40			0,073
5	1,8	3,6	0,337	73,57	43,2	45,58	20	8000	0,066	
6	2,0	4	0,306		39,23	41,22	20			0,145
7	2,4	4,8	0,258		33,08	36,16	40			0,123
8	2,8	5,6	0,223	79,12	28,59	30,86	40	9000	0,082	
9	3,1	6,2	0,202		25,896	27,24	30			0,023
10	3,2	6,4	0,196	127,84	25,13	25,51	10	9000	0,023	

2. Визначаємо напруження від власної ваги в характерних точках:

а) на підшві першого шару:

$$\sigma_{zg1} = \gamma_1 \cdot h_1 = 14,03 \cdot 0,5 = 7,02 \text{ кПа}$$

б) на підшві другого шару:

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_2 \cdot h_2 = 7,02 + 16,38 \cdot 0,5 = 15,21 \text{ кПа}$$

в) на рівні подошви фундаменту:

$$\sigma_{zg0} = \sigma_{zg2} + \gamma_3 \cdot h_3' = 15,21 + 17,5 \cdot 0,6 = 25,71 \text{ кПа}$$

г) на підшві третього шару:

$$\sigma_{zg3} = \sigma_{zg2} + \gamma_3 \cdot h_3 = 25,71 + 17,5 \cdot 0,4 = 32,71 \text{ кПа}$$

д) на підшві четвертого шару:

$$\sigma_{zg4} = \sigma_{zgb} + \gamma_4 \cdot h_4 = 32,71 + 16,9 \cdot 1,4 = 56,37 \text{ кПа}$$

е) на підшві п'ятого шару:

$$\sigma_{zg5} = \sigma_{zgb} + \gamma_5 \cdot h_5 = 56,37 + 17,2 \cdot 1 = 73,57 \text{ кПа}$$

ж) на підшві шостого шару:

$$\sigma_{zg6} = \sigma_{zgb} + \gamma_6 \cdot h_6 = 73,57 + 18,5 \cdot 0,3 = 79,12 \text{ кПа}$$

к) на підшві сьомого шару:

$$\sigma_{zg7} = \sigma_{zgb} + \gamma_7 \cdot h_7 = 79,12 + 17,4 \cdot 2,8 = 127,84 \text{ кПа}$$

3. Визначення додаткового тиску на основу:

$$P_0 = P_{\text{сер}} - \sigma_{zg0} = 153,91 - 25,71 = 128,2 \text{ кПа}$$

4. Визначаємо додаткове напруження на підшві та покрівлі кожного елементарного шару та його осадку в табличній формі (табл. 4.2).

$$25.13 \text{ кПа} < 127.84 \cdot 0.2 = 25.568 \text{ кПа}$$

$$\Sigma S = 1.914 \text{ см} < S_U = 10 \text{ см}$$

Отже за конструйований фундамент відповідає всім вимогам [16]

3.5. Розрахунок необхідної арматури в фундаменті

Необхідну кількість арматури подушки фундаменту визначають по згинаючому моменту M , який визначається в консольній частині подушки при завантаженні її реактивним тиском ґрунту.

$$M = 0,5 P \cdot l^2$$

де P - середній тиск під підшвою фундаменту

l - довжина консолі підшви

$$M = 0,5 \cdot 153,91 \cdot 0,2^2 = 3.1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

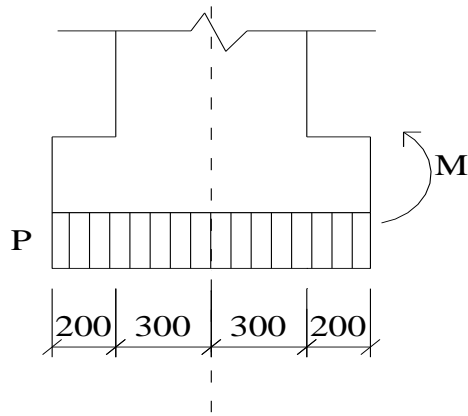


Рис. 3.5. Розрахункова схема фундаменту

Робоча висота фундаментної подушки:

$$h = 30 - 4 = 26 \text{ см}$$

Площу арматури визначаємо за формулами:

$$A_o = \frac{M}{R_b \times b \times h_o^2}$$

$$A_o = \frac{3.1 \cdot (10^5)}{8,5 \cdot (100) \cdot 100 \cdot 26^2} = 0,0054$$

$$\xi = 0,01 \quad \eta = 0,995$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,R}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}$$

$$\xi_R = \frac{0,85 - 0,008 \cdot 8,5}{1 + \frac{225}{400} \cdot \left(1 - \frac{0,85 - 0,008 \cdot 8,5}{1,1}\right)} = 0,651$$

$\xi = 0,01 < \xi_R = 0,651$ – фундамент не переармований

$$A_s = \frac{M}{R_s \times \eta \times h_o}$$

$$A_s = \frac{3.1(10^5)}{225(100) \cdot 0,995 \cdot 26} = 0.53 \text{ см}^2$$

Приймаємо арматури класу А240С 8Ø8, $A_s = 4.02 \text{ см}^2$

Аналогічно для кожного шару визначаємо питому вагу ґрунту та часточок ґрунту та коефіцієнт пористості ґрунту .

Пісок пилювай:

$$\gamma = 1.69 * 10 = 16.9 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_s = 2.65 * 10 = 26.5 \text{ кН/м}^3$$

$$e = \frac{26.5}{16.9} (1 + 0.063) - 1 = 0.667$$

Супісок лесоподібний:

$$\gamma = 1.72 * 10 = 17.2 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_s = 2.66 * 10 = 26.6 \text{ кН/м}^3$$

$$e = \frac{26.6}{17.2} (1 + 0.0114) - 1 = 0.564$$

Супісок лесоподібний:

$$\gamma = 1.85 * 10 = 18.5 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_s = 2.66 * 10 = 26.6 \text{ кН/м}^3$$

$$e = \frac{26.6}{18.5} (1 + 0.201) - 1 = 0.727$$

Пісок дрібний:

$$\gamma = 1.74 * 10 = 17.4 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_s = 2.65 * 10 = 26.5 \text{ кН/м}^3$$

$$e = \frac{26.5}{17.4} (1 + 0.047) - 1 = 0.595$$

Результати розрахунку по кожному шару ґрунту зведено в табл. 3.1.

3.6 Розрахунок петлі плити

Розрахунок ведемо для 2-х петель.

Навантаження на одну петлю складає:

$$F = m_{пл} / 2$$

де $m_{пл}$ – вага плити згідно нормативної літератури

$$F = 1,75 / 2 = 0,875 \text{ кН.}$$

$$A_s = F / R_s = 0,875 / 225 = 0,003889 \text{ см}^2$$

Приймаємо арматуру $\varnothing 8$ А240С $A_s = 0,503 \text{ см}^2$.

4. Технологія будівельного виробництва

4.1. Розробка технологічної карти на влаштування покрівлі

Загальні положення

Улаштування покрівлі варто виконувати по робочим кресленням із дотриманням норм і правил передбачених главами ДБН В.26-14-97 „Конструкції будинків і споруд. Покриття будинків і споруд.” ДБН Техніка безпеки на будівництві” і даною картою.

Покрівельні роботи належить виконувати комплексною бригадою, що складається із спеціалізованих ланок.

До початку покрівельних робіт на об'єкті повинні бути виконаними наступні роботи:

- закінчені на даху всі будівельні і монтажні роботи;
- перевірена основа під покрівлю і прийнята по акту на приховані роботи;
- підготовлені машини, обладнання, інструменти, інвентар і матеріали.

Покрівельні роботи виконують окремими захватками, площа якихзначається в межах вододілів, деформаційних швів, стінок ліхтарів і скатів покрівлі. Для виконання робіт стосовно до корпусу промислової будівлі із застосуванням уніфікованих габаритних схем розміром 24*91,06 м покриття в плані ділять на 2 ділянки розміром 24*30 м, та 24*61,06. Кожну ділянку в свою чергу розбивають на захватку. Розмір захваток по довжині визначають довжиною рулону. З метою збереження цілісності виконаної покрівлі роботи варто починати з ділянок, що найбільш віддалені від місць надходження матеріалів на дах. Виступаючі конструкції – шахти, ліхтарі покривати в першу чергу.

Приготування мастики, і сортування гравію передбачено виконувати централізовано на спеціальних установках в майстернях.

Для верхнього шару рулонного килиму застосовують руберойд марки РМ-350, для нижніх шарів- марки РП-250. До подачі на дах руберойд очищують від посипки і перемотують на іншу сторону на установці СО-98А.

Гарячу бітумну мастику, яку застосовують для наклеювання руберойду, варто доставляти на дах з температурою 160-180°C і, як правило антисептованою. В якості антисептувального матеріалу застосовують 1% пентахлорфенолу або 4-5% кремнефтористого натрію від маси бітумної мастики.

Марку гарячої бітумної мастики для приклеювання основного рулонного килиму застосовують в залежності від ухилу покрівлі та району будівництва.

Для розігрівання і подачі мастики і ґрунтувальних складів використовувати машину СО-100, Подачу цементно-піщаних розчинів для влаштування стяжки виконувати за допомогою машині СО-126. Для подачі на покрівлю штучних матеріалів використовувати підйомник УПК-150.

Улаштування покрівлі варто виконувати в такій технологічній послідовності:

- улаштування пароізоляції;
- укладання утеплювача;
- улаштування цементної стяжки;
- наклеїтка рулонного килима;
- улаштування гравійного захисного шару.

4.2. Улаштування пароізоляції

Поверхня під пароізоляцію повинна бути висušена і очищена від пилу і поґрунтована.

Ґрунтувальний склад наносять вудочкою, рівномірним шаром не допускаючи щоб склад натікав. Шар пароізоляції наноситься вудочкою. Ґрунтувальні склади подаються на покрівлю агрегатом ПКУ-35М.

Мастику наносять рівним шаром, без пропусків. При примиканнях покрівлі до горизонтальної поверхні на неї наносять мастику на висоту 100 – 150 мм. Температура мастик при нанесенні повинна бути 160...180°.

4.3. Укладання утеплювача

Утеплювач із жорстких пінобетонних плит варто укладати насухо по шару з пароізоляції по всій площі покрівлі без розривів. Шви між плитами утеплювача засипати крихтою із цього ж теплоізоляційного матеріалу. Для повного прилягання плит до основи нерівності на покрівлі варто підсипати сухим піском. В процесі укладання утеплювача необхідно перевіряти його об'ємну вагу та вологість.

Плити подають краном в контейнерах і доставляють до робочого місця самоскидним візком ТУМ-57.

4.4. Улаштування цементно-піщаної стяжки

Цементно-піщану стяжку укладають смугами шириною 1,5 – 2 м між маячними рейками. Смуги варто покривати розчином через одну, заглажуючи їх поверхню віброрейками з площадним вібратором або пневмогладилками. Пропущені смуги покривають розчином тільки після того, як відбудеться тужавіння цементного розчину раніше вкладених смуг. Краї цих смуг варто використовувати як маяки (рисунок 4).

Маячні рейки установлюють по нівеліру вздовж скатів на постіль з цементного розчину. Товщина постелі робиться на 1-2 см вище проектної і маячна рейка осаджується за допомогою молотка до проектної відмітки.

В місцях примикань стяжки до вертикальних поверхонь влаштовують перехідні нахилені бортики шириною 100...150 мм під кутом 45° за допомогою штукатурних напівтерок такої ж ширини. Місця з'єднання бортика з вертикальною поверхнею закруглюють.

З метою захисту від дії сонячних променів, свіжо вкладену стяжку варто погрунтувати бітумом, розчиненим в двох частинах розчинника, що повільно випаровується (солярове мастило). Грунтування свіжо вкладеної цементної основи робити в період між початком і закінченням тужавіння розчину, тобто не пізніше чим через 1,5 – 2,0 години після укладки розчину. Грунтування варто робити при температурі зовнішнього повітря не нижче +5°C. Грунтовка наноситься товщиною 1 мм (600 г/м³).

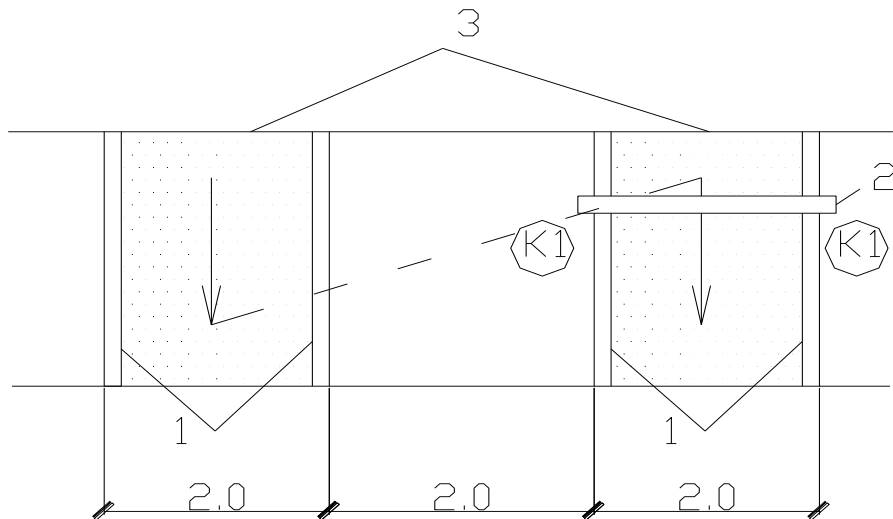


Рис.4.1. Організація робочого місця при улаштуванні цементно-піщаної стяжки:

1 – маячні рейки; 2 – віброрейки ; 3 – укладений цементно-піщаний розчин

Цементно-піщаний розчин з бетоновозу або автомобіля-самоскида завантажують в бункер установки СО-114, потім подають на покрівлю і наносять на основу за допомогою вудочки.

4.5. Наклеювання рулонного килиму

До наклеювання рулонного килиму варто приступати після закінчення робіт з влаштування жорсткої основи під рулонний килим, примикань до виступаючих конструкцій, встановлення і закріплення водостічних воронок.

Поверхня основи під наклеювання рулонного килиму повинна бути рівною, без вибоїв та бугрів. Перевірку основи варто виконувати за допомогою рейки довжиною 3 м. Просвіти під рейкою, що покладена вздовж скату, не повинні перевищувати 5 мм, а покладеної впоперек скату - 10 мм. Допускаються лише плавно наростаючі просвіти не більше одного на 1 метр.

Основа повинна бути очищеною від пилу, бруду, сміття та погрунтована.

Наклейка рулонного килима проводиться машиною СО-99. Попередньо в місцях де машина не може підійти впритул (подовжні стіни, стіни ліхтарів тощо) рулонний килим приклеюють вручну.

Наклейку рулонного килима виконувати ланкою з трьох покрівельників пошарово із напуском кромки полотнища на 1/4 ширини рулону. Наклейка рулонного килима вручну ведеться в наступній технологічній послідовності: спочатку смугу руберойду шириною в 1/4 ширини рулону, зверху смугу в 1/2 ширини рулону далі смугу шириною 3/4 і поверх неї смугу на всю ширину рулону. Далі, відступивши від стіни на 1/4 ширини рулону, вручну наклеюють іще один шар руберойду.

Наклейка руберойду вручну складається з наступних операцій:

- покрівельник К1 щіткою наносить мастику на основи по довжині розкоченого рулону спочатку по краям основи двома повздовжніми мазками, потім поперечними рухами щітки на середню її частину.
- покрівельник К2 наклеює рулон на поверхню, ретельно притираючи полотнище від середини до країв. стежачи при цьому за точністю напуском і за рівномірністю нанесення мастики;
- покрівельник К3 котком прикочує полотнище. У випадку утворення здуттів робочий робить розрізи в матеріалі і повторно прикочує його; він же видаляє зайву мастику в стиках.

По закінченні робіт, що виконуються вручну наклеювання рулонного килиму виконують машиною СО-99, яка видає мастику на основу покрівлі, розподіляє її по поверхні, розмотує рулон руберойду, приклеює і прикочує його по нанесеному шару мастики, а також прикочує кромки руберойду.

Машина складається з самохідного шасі з одним керованим і двома ведучими колесами, баку для мастики, каретки для розкочування і прикочування рулонних матеріалів, башмаків для розрівнювання мастики по основі і двох утюгів для прикочування кромки.

Машина працює човниковим методом, здійснюючи робочий та холостий ходи. В процесі робочого ходу машина наклеює руберойд на довжину рулону, рухаючись одним ведучим і керованим колесами по направляючій рейці.

Рейка складається з кількох секцій довжиною 3,5 м і постачена ручками для перестановки з одного місця на інше. До кожної секції з правої сторони по ходу руху машини приварені два вуса з кутової сталі перерізом 25*25*3 мм, на які нанесені риси, які визначають положення рейки відносно кромки раніше вкладеного шару руберойду.

При наклеїці чотирьохшарового килиму рейку встановлюють на відстані 1/4 ширини рулону від кромки раніше вкладеного полотнища. В міру пересування машини секції рейки переносять в нове положення. За кожний робочий хід машина перекриває раніше вкладений шар на 1/4 ширини рулону. Після наклеївки смуги руберойду на довжину рулона машину повертають у вихідне положення, знову заправляють руберойдом і наклеюють наступні смуги. Таким чином, здвигаючи машину на 1/4 ширини рулону, наклеюють чотири шари руберойду.

Стики полотнищ руберойду по довжині розташовують врозбіжку із напуском один на одного не менше 100 мм.

Машину СО-99 для наклеївки рулонних матеріалів використовують на покриттях, що допускають навантаження не менше 5 Н/м². При застосуванні теплоізоляційних матеріалів з границею міцності менше 6 Н/см² необхідно підкладати направляючу рейку і під третє колесо. Гарячу бітумну мастику, яку доставляють авто гудронаторами, перекачують в установку СО-100.

Подавати мастику на покрівлю варто цією ж установкою. Установка СО-100 складається з цистерни, насосної станції, мішалки, трубопроводу, трансформаторів і системи контрольно-регулюючої та розподільчої апаратури.

Мастика по вертикальному трубопроводу поступає в бак, встановлений біля краю покриття. Звідси на мотовізку її розвозять по покриттю. Заправляють мотовізок мастикою з установки СО-100. Мастика доставляють

до наклеювальної машини, з крану бака мотовізка вона самопливом переливається в бак наклеювальної машини.

Руберойд доставляють на об'єкт автотранспортом в пакетах по вісім рулонів і піднімають на покриття краном, а к місцю роботи розвозять моторолером.

4.6. Улаштування гравійного захисного шару

Захисний шар варто виконувати після приймання рулонного покрівельного килима по сухій і очищеній поверхні з гравію розміром 5 – 10 мм, який втоплюють в мастику. Мастики варто застосовувати антисептованими. Улаштування захисного шару виконує ланка з трьох покрівельників. Один покрівельник наносить вудочкою шар мастики товщиною 2 – 3 мм на поверхню рулонного килиму. Другий покрівельник підвозить в возику по катальним ходам гравій, який підіймають краном УПК-150 на покрівлю. Третій покрівельник лопатою розсіює гравій і втоплює його в мастику.

Захисний шар варто виконувати смугами шириною 1,0 – 1,5 м, починаючи з ділянок найбільш віддалених від місця подачі.

4.7. Операційний контроль якості робіт

При проведенні робіт не допускаються вм'ятини, повітряні мішки, пробоїни, видимі перегини в місцях напуску полотнищ, а також відшарування рулонного матеріалу від основи.

При ухилах плоскої покрівлі менше 2,5% величина зашморгу полотнищ у всіх шарах повинна складати не менше 100 мм, при ухилах скатної покрівлі більше 2,5% величина зашморгу полотнищ по їх ширині повинна складати в нижніх шарах 70 мм, в верхніх – 100 мм, а по довжині у всіх шарах – не менше 100 мм.

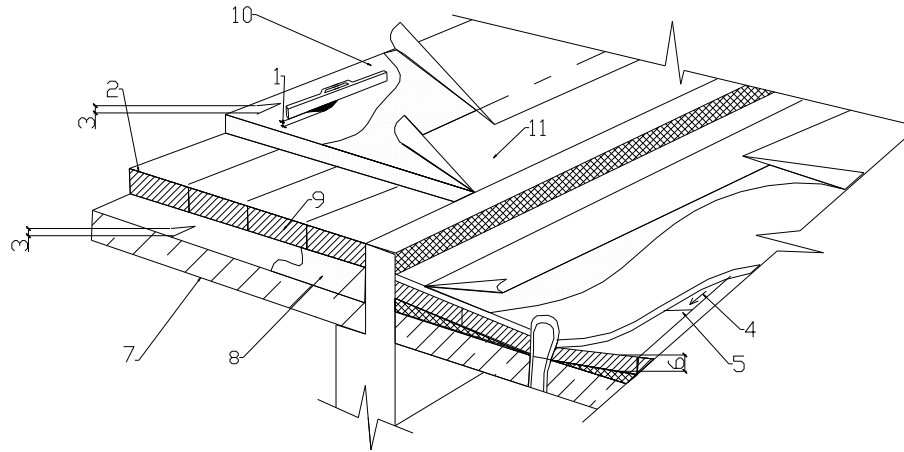


Рис. 4.2. Відхилення геометричних розмірів, що допускаються при влаштуванні покрівлі

1-величина просвітів між поверхнею основи та 3-х метровою контрольною рейкою поперек скату не більше 5 мм; 2-збільшення об'ємної ваги теплоізоляційного матеріалу від прийнятого в проекті не більше 5%; 3-відхилення величини фактичного ухилу від проектного для плоских покрівель -28%, для скатних -5%, мінімальні ухили основи покрівлі біля воронки внутрішніх водостоків 5%; 4-мінімальні ухили основи покрівлі в роз жолобах 1%; 5,6- відхилення в розмірах плитних утеплювачів що наклеюються по ширині +2 мм, по товщині ± 1 мм; 7-основа; 8-пароізоляція; 9-утеплювач; 10-стяжка; 11-рулонний килим

Відхилення що допускаються при зашморгу полотнищ рулонного матеріалу одне на одне складають:

по ширині в нижніх шарах ± 10 мм;
 по ширині у верхніх шарах ± 15 мм;
 по довжині у всіх шарах ± 20 мм.

На влаштування покрівель повинен бути складений акт огляду прихованих робіт у відповідності до встановленої форми.

Таблиця 4.1.

Схема операційного контролю якості робіт

Найменування операцій, які підлягають контролю		Контроль якості виконання операцій			
виконавцем робіт	майстром	склад	способи	час	приваблювані служби
Підготовка основи	-	рівність	Трьохметровою рейкою	До наклеювання пароізоляції	-
		Ухил	те саме	те саме	-
		Забивання місць примикання	Візуально	»	-
Улаштування стяжки	-	рівність	Трьохметровою рейкою	До наклеювання рулонного килиму	-
		Ухил	те саме	те саме	-
		Забивання місць примикання	Візуально	»	-
-	Улаштування пароізоляції	наявність повітряних міхурів	»	Після наклеювання пароізоляції	-
		Якість наклейки	Заливанням водою	те саме	-
-	Улаштування теплоізоляції	Об'ємна вага	Лабораторними вимірюваннями	До укладання плит	Будівельна лабораторія
		Розміри по ширині і товщині	Сталевим метром	те саме	-
		Ретельність наклеювання	Візуально	Після укладання плит	-
-	Улаштування розжолобків	Ухил	Трьохметровою рейкою	До наклеювання рулонного килиму	-
		Підготовка водостоків	Візуально	те саме	-
-	Наклеювання рулонного килиму	Ретельність наклеювання	»	В ході робіт (пошарово)	-
		Перекриття швів (зашморг)	»	Те саме	-

4.8. Калькуляція трудових витрат

Таблиця 4.2

Калькуляція трудових витрат

№ процесу	§ ЕНІР	Роботи	Од. виміру	Об'єм робіт	На од. виміру		На весь об'єм		Склад ланки роботи, їх кваліфікація	кількість
					люди.- ГОД Норма часу, гн	Розцінка, грн	люди.- ГОД Трудоєм- ність, гн	Розцінка, грн		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	§ 11-2, таблиця 1, п.2	Ущільнення грунту зі щебенем	100 м ²	6,83	<u>7,19</u> -	37-30	<u>49,1</u> -	254- 75,9	робочий 3 розряд	1
2	§ 11-11	Влаштування вирівнюючого шару з піщано цементного розчину δ=100мм	100 м ²	6,83	<u>25,6</u> -	147-50	<u>174,8</u> -	1007 -40	Бетонщи к 4 розряд	4
3	§ 13- 225	Влаштування гідроізоляції з двох шарів гідроізола на бітумній мастиці	м ²	683	<u>0,45</u> -	0-25	<u>312,3</u> -	170- 75	Ізоліров щик: 3 розряд 2 розряд	4 2
4	§ 11-55	Влаштування прошарку та заповнення швів з піщано цементного розчину δ=30мм	100 м ²	5,62	<u>19,5</u> -	84-50	<u>109,59</u> -	474- 89	Бетонщи к 4 розряд 3 розряд	3 3
5	§11-105	Влаштування прошарку та заповнення швів з бітумної мастики	100 м ²	1,20	<u>21,3</u> -	79-60	<u>25,56</u> -	95,5	Ізоліров щик: 5 розряд 3 розрядл	1 1
6	§ 19-20 таблиця 1, п.5в	Укладання керамічної плитки	м ²	683	<u>0,56</u> -	0-33	<u>382,5</u> -	225- 39	облицюв плиточн. 4 розряд 3 розряд	3 3
		Всього					<u>1053,8</u> -	2228 -69		

4.9. Матеріально-технічні ресурси

Всі матеріально-технічні витрати зводимо до таблиці:

Таблиця 4.3.

Потреба в основних матеріалах

№	Найменування	Марка ГОСТ	Одиниця виміру	Кількість
1	Гаряча бітумна мастика антисептована	МБК-Г-65	Т	5,34
2	Гаряча бітумна мастика для пароізоляції	МБК-Г-65	Т	1,78
3	Грунтувальна суміш з холодної бітумної мастики	МБК-Х-65	Т	1,78
4	Пенобетон		М ³	222,6
5	Рубероїд верхнього шару	РКЧ-350Б	М ²	2559,9
6	Рубероїд нижнього шару	РПП-300Б	М ²	7679,7
7	Цементно піщаний розчин	М50	М ³	55,65
8	Гравій, фракція 5мм		М ³	23,37

Таблиця 4.4

Потреба в машинах, обладнанні, інструментах та пристосуваннях

№	Найменування	Марка	Кількість
1	Кран для підйому матеріалів	УПК-150	1
2	Штукатурна станція	СО-114	1
3	Машина для нанесення цементно-піщаного розчину	СО-126	1
4	Машина для транспортування гарячих мастик на покрівлю	СО-100А	1
5	Підмитально-пилососна машина	Циклон	1
6	Мотовізок	ТУП-57	1
7	Машина для наклеювання рубероїдного килиму	СО-99	1
8	Машина для прикатки рулонних матеріалів	СО-108А	1
9	Машина для подачі і нанесення бітумних мастик	ПКУ-35М	1

4.10. Безпека життєдіяльності і охорони праці

1. Робітники, заняті готуванням покрівельних мастик і підготовкою рулонних матеріалів, повинні мати спецодяг, захисні окуляри і респіратори.

2. Покрівельні мастики необхідно готувати на спеціальних площадках відстані не менш 50 м від вогнебезпечних будівель і не менш 15 м від бривок траншей та котлованів.

3. Біля казана повинен бути комплект протипожежний комплект.

4. При підігріві вогнебезпечних покрівельних мастик усередині приміщень забороняється застосовувати прилади з відкритим вогнем. Заборонено використовувати відкритий вогонь у радіусі 50 м від місця змішування бітуму з органічним розчинником.

5. При роботі з бітумною мастикою необхідно: перед початком роботи перевірити справність бачків, візків і іншого інвентарю.

6. При складуванні матеріалів і інструмента на даху необхідно уживати заходів проти їхнього падіння і здування вітром. Зона (7-10) можливого падіння матеріалів, інструмента і тари повинна бути огорожена. Заборонено виконувати роботи на даху під час ожеледі, густого туману, сильного снігопаду, грози і вітру силою 6 балів і більше.

7. Для роботи на даху можна допускати робітників тільки після огляду крокв, решетування, парапету й інших елементів покрівлі.

8. При роботі на даху з ухилом більше 20° і на краю даху робітники повинні прикріплювати себе до конструкцій запобіжними поясами.

5. Організація будівельного виробництва

5.1. Визначення обсягів монтажних робіт

На основі об'ємно-планувальних рішень будівлі, користуючись каталогами та довідниками визначаємо кількість елементів по маркам та їх масу. Отримані результати заносимо до таблиці 5.1.

Основні монтажні процеси, які пов'язані з встановленням усіх елементів несучих та огорожуючих конструкцій в проектне положення, супроводжуються допоміжними процесами, які включають: замонолічування стиків залізобетонних конструкцій, електрозварювання монтажних стиків та герметизацію із розшивкою швів.

Технологічний процес монтажу будівельних конструкцій є комплексним процесом, який складається з простих процесів і операцій, результатом виконання яких є готовий каркас будівлі або окрема частина будівлі чи споруди. Складові технологічного процесу монтажу розділяють на транспортні, підготовчі, монтажні процеси. Роботи по установці конструкцій в проектне положення основні монтажні, роботи по закріпленню їх у цьому положенні супутні монтажні роботи.

5.2. Вибір монтажних пристроїв

При монтажі будівельних конструкцій використовують вантажозахватні пристрої (траверси, стропи) для підйому збірних елементів; монтажні пристосування для вивіряння і тимчасового закріплення конструкцій; різноманітне монтажне оснащення яке забезпечує зручну і безпечну працю монтажників на висоті.

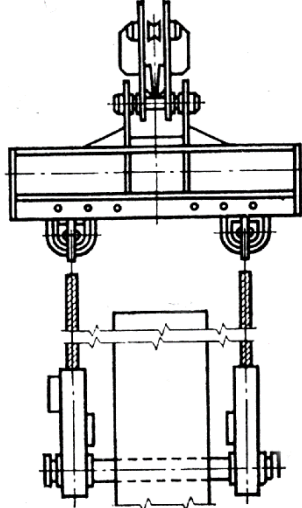
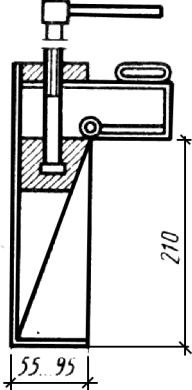
Вибір монтажних пристроїв виконуємо для кожного конструктивного елементу будівлі, враховуючи що кількість пристроїв повинна бути мінімальною.

Вибрані монтажні пристрої для підйому, вивіряння та тимчасового закріплення конструкцій зводимо в таблицю 5.1.

№ п/п	Назва конструктивних елементів, процесів та формули підрахунку	Одиниці вимірювання	Обсяг робіт на всю будівлю	Примітка
1	Монтаж плит фундаментних	шт	221	
2	Монтаж плит фундаментних	шт	771	
3	Монтаж колон	шт	22	
4	Замонолічування колон в стаканах фундаментів	1 стик	22	
5	Електрозварювання закладних деталей колони і ферми	м.п.	8,0	
6	Монтаж ферм	шт	7	
7	Зварювання закладних елементів ферми і плит покриття	м.п.	168	
8	Монтаж плит покриття	шт	388	
9	Замонолічування швів між плитами покриття	м.п.	2853	
10	Електрозварювання закладних елементів опорних плит з прогонами та балками	м.п.	3,8	
11	Монтаж опорних плит	шт	33	
12	Монтаж балок	шт	5	
13	Монтаж прогонів	шт	14	
14	Зварювання закладних елементів прогонів та колони	м.п.	12,4	
15	Монтаж плит перекриття	шт	41	
16	Електрозварювання закладних елементів плит перекриття і ригелів	м.п.	28,3	
17	Замонолічування стиків між плитами перекриття	м.п.	302,5	
18	Монтаж перемичок	шт	482	
19	Монтаж сходинок маршів	шт	12	

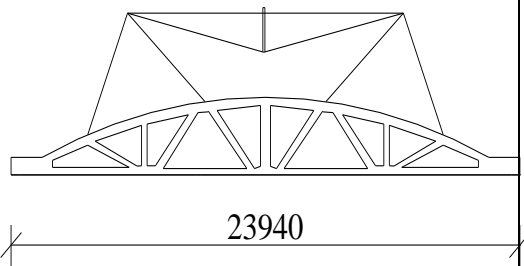
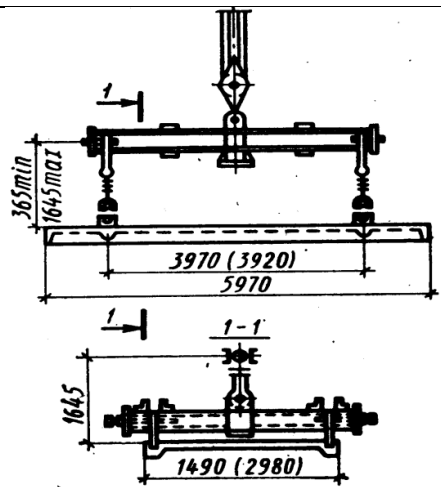
Таблиця 5.2

Вибір монтажних пристроїв

Назва конструкції	Назва монтажного пристрою (№ креслення та організація)	Ескіз	Характеристика пристрою		
			Вантажо-підйомність, т	маса, т	Висота стропу-вання, м
1	2	3	4	5	6
Монтаж колон	Траверса уніфікована ЦНІИОМТП, РЧ-455-69		10	0,18	1
Вивірка і тимчасове кріплення колон при встановленні їх в фонд. стаканного типу	Клиновий вкладиш, ЦНІИОМТП, №7		-	0,01	-

Назва конструкції	Назва монтажного пристрою (№ креслення та організація)	Ескіз	Характеристика пристрою		
			Вантажо-підйомність, т	маса, т	Висота стропу-вання, м
Укладка плит покриття та перекриття розмірами 3х6	Траверса, ПИ Промсталькон-струкція, 2006-78		4	0,53	1,6
Назва конструкції	Назва монтажного пристрою (№ креслення та організація)	Ескіз	Характеристика пристрою		
			Вантажо-підйомність, т	маса, т	Висота стропу-вання, м
1	2	3	4	5	6
Монтаж колон	Траверса уніфікована ЦНИИОМТП, РЧ-455-69		10	0,18	1

Назва конструкції	Назва монтажного пристрою (№ креслення та організація)	Ескіз	Характеристика пристрою		
			Вантажо-підйомність, т	маса, т	Висота стропу-вання, м
Вивірка і тимчасове кріплення колон при встановленні їх в фонд. стаканного типу	Клиновий вкладиш, ЦНИИОМТП, №7		-	0,01	-
Укладка плит покриття та перекриття розмірами 3x6	Траверса, ПИ Промсталькон-струкція, 2006-78		4	0,53	1,6

Назва конструкції	Назва монтажного пристрою (№ креслення та організація)	Ескіз	Характеристика пристрою		
			Вантажо-підйомність, т	маса, т	Висота стропу-вання, м
1	2	3	4	5	6
Установка кроквяних балок прольотом 18 м	Траверса, ПК Промстальконструкція 15946 Р-11		10	0,46	1,8
Укладка плит покриття та перекриття розмірами 3x6	Траверса, ПИ Промстальконструкція, 15946Р-13		4	0,53	1,6

Назва конструкції	Назва монтажного пристрою (№ креслення та організація)	Ескіз	Характеристика пристрою		
			Вантажо-підйомність, т	маса, т	Висота стропу-вання, м
Забезпечення місця робочого на висоті	Тимчасове огороження ПИ Промстальконструкція, 4570Р-2		-	-	-
1	2	3	4	5	6
Забезпечення місця робочого на висоті	Приставочна драбина з площадкою, ПК Головстальконструкція, 220		-	0,11	-

Назва конструкції	Назва монтажного пристрою (№ креслення та організація)	Ескіз	Характеристика пристрою		
			Вантажо-підйомність, т	маса, т	Висота стропу-вання, м
Монтаж ригелів, розвантаження і розкладка дрібних конструкцій	Строп чотирьохгілковий, Пи Промстальконструкція, 21059М-28		5	0,22	9,3
Сходові марші та клітини	Рамковий підхват Бюро упровадження ЦНПОМПТ 780.00.000		3	120	730

5.3 Вибір методів монтажу

Технологічну послідовність монтажу елементів на ділянці даної будівлі встановлюємо в залежності від об'ємно-планувальних рішень і разом з тим враховуємо такі загальні вимоги:

- монтуємо ферми та балки з коліс, а всі інші конструкції з попередньою розкладкою;
- забезпечення повного і раціонального завантаження транспорту;

- здійснення монтажу способом «на кран» (першими встановлюються елементи найбільш віддалені від осі крана);

Згідно з об'ємно-планувальним рішенням будівництво ведемо методом захваток. Технологічна послідовність встановлення конструктивних елементів:

Після вивірки рівня стаканів фундаментів монтуємо колони каркасу, потім на змонтовані колони ферми. Після виконання цих робіт проводим монтаж плит покриття на ферми. Паралельно з цими роботами ведеться мурування стін з силікатної цегли.

Вибір методів монтажу залежить від об'ємно - планувальних та конструктивних рішень будівлі, складу будівельних процесів, від способів з'єднання та закріплення елементів конструкцій, характеру їх укрупнення та способу транспортування і подачі в зону монтажу, механізації окремих монтажних процесів або їх комплексу.

Комплексний процес монтажу конструкцій надземної частини промислової будівлі складається з установа колон, плит покриття та стін з цегли, вивіряння встановлених конструкцій, зварювання та замонолічування стиків елементів конструкцій.

Споруда що проектується – складається здекількох частин безкаркасна двоповерхова частина , одноповерхова знеповним каркасом та каркасна одноповерхова частина . Монтаж конструкцій проводиться поелементним методом. Цей метод передбачає збирання конструкцій в проектному положенні із окремих складаючих елементів. Тобто за один підйом виконується підймання одного елемента та встановлення його в проектне положення.

Для монтажу колон, підкранових балок, стінових панелей використовується диференційований метод монтажу окремими потоками.

Збірні конструкції покриття монтують комплексним методом, в одному потоці. Конструкції монтують з вивірянням перед кінцевим закріпленням.

Комплекс робіт по зведенню надземної частини одноповерхової промислової споруди виконувати окремими потоками

Монтаж колон проводити тільки після інструментальної перевірки відповідності проекту відміток і положення в плані фундаментів та підготовки дна стакану. Перед монтажем виконати підливку дна стакану.

Колони доставляють на будівельний майданчик транспортними засобами та з них проводять монтаж. При монтажі колон кран переміщується по середині прольоту і з однієї стоянки монтує дві колони

При вивірянні колон проводять замонолічування стиків колони з фундаментом.

До набуття бетоном 70% проектної міцності встановлення наступних елементів на колони не дозволяється.

Ферми монтують з транспортних засобів. Ферми встановлюють на оголовки колон вивіряючи положення в плані по рискам, що нанесені на опорах. Балки тимчасово закріплюють анкерними болтами. Стійкість перших двох змонтованих ферм забезпечується розчалками, що закріплені за верхній пояс балки та спеціально встановлені якоря, або монтажні петлі фундаментів.

Конструкції покриття, монтують комплексним методом, окремими потоками з транспортних засобів.

Монтаж плит покриття починають з встановлення першої карнизної плити. Після укладення кожної плити її закладні деталі приварюють до закладних деталей балки не менше ніж в трьох точках. Плити покриття монтуються на максимальному виліті стріли крану оснащеним гузьком. При монтажі плит покриття кран переміщується по середині прольоту та збоку будівлі.

5.4. Визначення монтажних характеристик елементів

Монтажна вага визначається для найбільш характерних елементів кожної групи. Монтажну вагу визначаємо за формулою:

$$Q_m = Q_e + q_{np}$$

де Q_m – монтажна вага елемента;

Q_e – конструктивна вага елемента, що монтується;

Q_{np} – вага монтажного пристосування.

Монтажну висоту визначаємо за формулою:

$$H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4$$

де h_1 – висота від рівня стоянки крану до опори на яку установлюють елемент;

h_2 – запас по висоті необхідний з умов технології монтажу для заведення конструкції до місця установки, або переносу конструкції через інші;

h_3 – висота конструктивного елемента в проектному положенні;

h_4 – висота монтажного пристосування.

Необхідний виліт стріли визначаємо

$$h_{стр}^H = (b + c + d) * (H_m - h_{ш}) / (h_c + h_n + a)$$

де b – половина товщини стріли на рівні верху елемента, що монтується, або раніш встановленої конструкції, м.

c – мінімальний зазор між стрілою крана і елементами, що монтується, м.

d – відстань від центру ваги до приближеного до стріли крана краю елемента

H_m – Монтажна висота;

$h_{ш}$ – відтань від рівня стоянки крану до вісі повороту стріли

h_c – висота стропівки;

h_n – висота поліспасти

a – відстань від центру обертання крану до вісі обертання стріли

Визначаємо необхідний виліт стріли крану графічним способом:

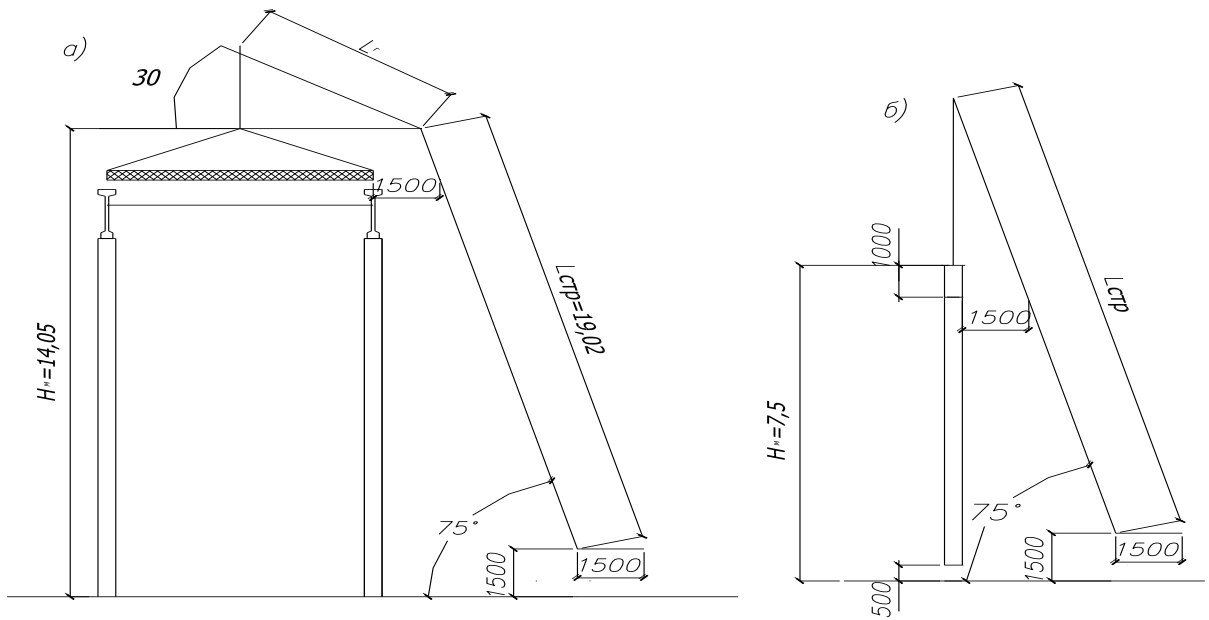


Рис.

5.1- Визначення необхідного вильоту стріли крану при монтажі

5.5. Визначення кількості кранів у комплекті

Кількість кранів у комплекті визначається за формулою:

$$n = \frac{T_n}{k_m * T_3}$$

де T_n - нормативна тривалість роботи кранів, приймається по таблиці

T_3 - заданий термін будівництва будівлі, $T_3 = 12$ місяців (термін будівництва в місяцях переводиться в зміни з урахуванням двозмінної роботи);

K_m - коефіцієнт, що враховує частку монтажу від загального терміну будівництва. На монтаж конструкцій промислової споруди

$$K_m = 0,20-0,25$$

При визначенні кількості кранів у комплекті по формулі передбачається, що всі крани працюють паралельно. У дійсності крани працюють сумісно з деяким зрушенням у часі. Для обліку цього у формулі рекомендується вводити коефіцієнт сполучення K_c , що залежить від кількості працюючих кранів.

Тоді формула прийме вигляд:

$$n = \frac{T_n * k_c}{k_m * T_3}$$

$$n = \frac{64.88 * 1,25}{0,25 * 250} = 1.298$$

Для монтажу конструкцій приймаємо 2 крани –

Список літератури

1. Навантаження і впливи: норми проектування : ДБН В.1.2.-2:2006. – [Введені в дію с 2007-01-01]. – К. : Мінбуд України, 2006. – 68 с. – (Державні будівельні норми).
2. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний з 2011-07-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми).
3. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6-156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).
4. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-162:2010. – [Чинний з 2011-09-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 97 с. – (Державні будівельні норми).
5. Розрахунок і конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій будівель та споруд : ДСТУ Б В.2.6-207:2015. – [Чинний з 2016-04-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2016. – 258 с. – (Національний стандарт України).
6. Цегла та камені керамічні рядові та лицьові. Технічні умови : ДСТУ Б В.2.7-61:2008 (EN 771-1:2003, NEQ). – [Чинний з 2009-08-14]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2009. – 27 с. – (Національний стандарт України).
7. Будівництво у сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12-2014. – [Чинний з 2014-10-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2014. – 110 с. – (Національний стандарт України).
8. Городецкий А.С. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций / А.С. Городецкий, В.С. Шмуклер, А.В. Бондарев. – Киев–Харьков, 2003. – 889 с.
9. Залізобетонні конструкції : підруч. для студ. ВНЗ / [П.Ф. Вахненко, А.М. Павліков, О.В. Горик, В.П. Вахненко]. – К. : Вища школа, 1999. – 508 с.

10. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : підручник / А.М. Павліков. – Полтава : ПолНТУ, 2015. – 284 с.
11. CEB–FIP Eurocode 2 : Design of Concrete Structures. Part 1 : General Rules and Rules for Buildings, ENV 1991–1–1. – Brussels : CEN, 1991. – 253 p.
12. EN 1992–1 : (Final draft, October 2001). Eurocode 2 : Design of Concrete Structures. – Part 1 : General Rules and Rules for Buildings. – European Prestandard. – Brussels, 2002. – 230 p.
13. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу. ДБН В.2.6-163 : 2010. – [Чинний від 2011-12-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 201 с.
14. Бабич СМ. Залізобетонні балки і плити зі змішаним армуванням / СМ. Бабич, О.П. Борисюк, П.П. Коцебчук - Рівне, 1997 - С 6 - 143.
15. В.Б. Швець, І.П. Бойко, Ю.Л. Винников, М.Л. Зоценко, О.О. Петраков, О.В. Солодянкін, В.Г. Шаповал, О.М. Шашенко, С.В. Біда. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти. Підручник. - Дніпропетровськ: «Пороги», 2014. – 231 с.
16. Зоценко М.Л. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти. - Полтава, 2004. - 568с.
17. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. - К., 2009.
18. Будівельні конструкції. : навч. посібник. / За заг. ред. Клименка Є.В. – Київ: Б 90 «Центр учбової літератури», 2012. – 426 с.