

КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Факультет: Будівельний факультет
Кафедра: Промислового, цивільного та міського будівництва
Спеціальність: 192 Будівництво та цивільна інженерія
ОПП: Промислове і цивільне будівництво

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Зав. кафедрою _____
" " " " 20 р.

ЗАВДАННЯ НА ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ РОБОТИ СТУДЕНТА

Шаповалов Андрій Валерійович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи: "Проектування будівництва житлової будівлі з дослідженням сучасних пальових фундаментів"

затверджена наказом по університету від " " " " 20 р. №

2. Термін здачі студентом закінченої роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

Місце будівництва – м. Кривий Ріг.

Будівля п'ятиповерхова каркасного типу з цокольним поверхом.

Висота будівлі – 26,90 м. Висота поверху змінна – 3,00; 3,30 і 4,20 м.

Розміри будівлі у плані – 61,2×18,0 м.

Стінове огородження – пінобетонні блоки.

Фундаменти – пальові.

Покрівля – рулонна.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік розділів, що їй належить розробити): Архітектурно-будівельний розділ (об'ємно-планувальне і конструктивне рішення будівлі, опис генплану, теплотехнічний розрахунок). Розрахунково-конструктивний розділ (розрахунок монолітного каркасу будівлі). Основи і фундаменти. Технологія і організація будівництва (технологічна карта на улаштування монолітних колон на позначці +14,100, технологічна карта на улаштування монолітного перекриття на позначці +17,400, технологічна карта на кам'яну кладку, сітьовий графік, будгенплан). Економіка будівництва. Охорона праці і безпека життєдіяльності. Екологія будівництва. Науковий розділ.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень): Архітектурно-будівельний розділ (генплан, фасади, плани, розрізи, вузли) – 4 листи. Розрахунково-конструктивний розділ (проекування монолітного каркасу будівлі) – 2 листи. Технологія і організація будівництва (технологічна карта на улаштування монолітних колон на позначці +14,100, технологічна карта на улаштування монолітного перекриття на позначці +17,400, технологічна карта на кам'яну кладку, сітвовий графік, будгенплан) – 5 листів. Науковий розділ - 1 лист.

6. Дата видачі завдання _____

Керівник _____
(підпис)

Завдання прийняв до виконання _____
(підпис)

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва розділів магістерської роботи	Термін виконання розділів роботи	Примітка
1.	Науковий розділ	01.03.24-31.05.24	
2.	Архітектурно-будівельний	03.09.24-16.09.24	
3.	Розрахунково-конструктивний	17.09.24-07.10.24	
4.	Основи та фундаменти	08.10.24-14.10.24	
5.	Технологія та організація	15.10.24-11.11.24	
6.	Економіка будівництва	12.11.24-25.11.24	
7.	Охорона праці та безпека життєдіяльності	26.11.24-02.12.24	
8.	Екологія будівництва	26.11.24-02.12.24	

Студент-дипломник _____
(підпис)

Керівник роботи _____
(підпис)

АНОТАЦІЯ

Тема магістерської роботи «Проектування будівництва житлової будівлі з дослідженням сучасних пальових фундаментів» розглядається на прикладі проектування будівлі-інтернату.

В роботі представлені такі основні розділи: архітектурно-будівельний, розрахунково-конструктивний, основи та фундаменти, технологія та організація будівництва, економіка будівництва, безпека життєдіяльності та охорона праці, науковий.

В архітектурно-будівельному розділі визначається тип основних несучих конструкцій, їх крок, основні матеріали. Розглядається технологічний процес, що відбувається в даній будівлі та на основі цього визначається планування поверхів.

В конструктивному розділі визначається розрахункова схема будівлі, виконується підбір перерізів основних несучих елементів каркасу: перекриття, колон.

В розділі основи та фундаменти визначається інженерно-геологічні умови, розміри фундаменту, глибину його закладання. Виконується розрахунок на осадку фундаменту.

В розділі технологія та організація будівництва розроблено: сітковий та лінійний графіки, будівельний генеральний план, технологічні карти на улаштування монолітного каркасу та на цегляну кладку.

Виконується порівняння варіантів механізації будівельно-монтажних робіт.

В економічному розділі представлені розрахунки зведеного, об'єктного, локального кошторисів та договірної ціни.

Прокладання основних евакуаційних шляхів, організація безпечного ведення робі, збереження навколишнього середовища розглянуті в розділах безпека життєдіяльності та охорона праці і екологія.

В науковому розділі розглядається сучасна технологія улаштування пальових фундаментів.

1.1. Генеральний план.

Тема магістерської роботи «Проектування будівництва житлової будівлі з дослідженням сучасних пальових фундаментів» розглядається на прикладі будівництва будівлі-інтернату. Вибір ділянки під будівництво здійснюється відповідно до генерального плану мікрорайону. Перед головним входом розробляються проїзди, під'їзди і тротуари. На території розбиваються доріжки з асфальтовим покриттям, зелені зони, на яких висаджуються дерева листяних і хвойних порід на відстані 5 м один від одного, кущі і декоративні кущі уздовж доріжок.

Майданчик під будівництво знаходиться на схилі з ухилом в східному напрямі, спланований при будівництві і облаштований в межах міської території. Фізико-геологічні процеси на ділянці не виражені. Площа ділянки 0.96 га із загальним ухилом від центральної площі. Відведення зливових вод від будівлі вирішене по газонах, проектованим проїздом і тротуаром у бік загального пониження існуючого рельєфу.

Благоустрій проектованого майданчика передбачає улаштування асфальтобетонного покриття проїздів, майданчиків і тротуарів. Ширина проїжджої частини дороги 9 м (ширина смуги руху 3,0 м, кількість смуг руху 3).

Прив'язка будинку здійснюється від існуючої будівлі.

Будівля-інтернат розташована в північній частині міста Кривий Ріг в мікрорайоні "Даманський", головним фасадом виходить на вул. Маршака. З вулиці запроектовані майданчики для стоянки автомобілів. Пішохідна частина тротуару прийнята шириною 1,5 м. Будинок запроектований в меридіональному напрямі, що забезпечує менше продування холодними вітрами дворової частини і покращує мікроклімат кварталу. Для забезпечення санітарно - гігієнічних умов територія вільна від забудови озеленюється. У проекті використані різноманітні типи посадок. Для збагачення архітектурного вигляду розробляється рядова посадка. Уздовж доріжок

висаджуються листяні дерева і квітучі багаторічні кущі; такі як бузок, жимолость, троянда червоно-листова. Між центром і будинком запроектовані посадки дерев і кущів, що є шумопоглинанням і покращує екологічну рівновагу повітряного середовища.

Уздовж головного фасаду запроектовані широкі тротуарні доріжки, які на випадок пожежі використовуються як під'їзні шляхи для пожежних машин. Уздовж тротуару запроектовані ліхтарі. Автодороги освітлюються щоглами, з укріпленими на них світильниками. Між центром і будинками і в центрі передбачені крізні проходи для проходження людей.

1.2. Об'ємно-планувальне рішення.

Будівля-інтернат є прямокутною в плані. Габаритні розміри в плані 18.000×61.200м (в осях). Висота поверху автостоянки і складських приміщень 3.000 м. Висота першого поверху 4.200 м. Висоти інших поверхів прийняті 3.300 м. За умовну відмітку 0.000 м прийнятий рівень підлоги першого поверху.

Проектований центр складається з наступних поверхів:

- автостоянка на відм. -6.000 м;
- складські приміщення на відм. - 3.000;
- 1-й поверх на відм. 0.000;
- 2-й поверх на відм. +4.200;
- 3-й поверх на відм. +7.500;
- 4-й поверх на відм. +10.800;
- ресторан на відм. +14.100;
- обсерваторія на відм. +17.400.

Автостоянка на 20 машино-місць розташована під землею на відмітці -6.000. В'їзд до автостоянки вирішений з боку дворового фасаду. Для забезпечення санітарно-гігієнічних умов на рівні автостоянки передбачений санвузол. Підйом на верхні поверхи з рівня автостоянки вирішений по одній сходовій клітині і ліфту.

Складські, підсобні і адміністративно-побутові приміщення розташовуються в цокольному поверсі на відмітці - 3.000. З боку двору передбачені вікна розміром 900×1500мм. Під'їзди до складських приміщень вирішені з торців будівлі. У лівій частині поверху розміщені складські і підсобні приміщення магазину і ресторану. Для переміщення вантажів в складських приміщеннях магазину передбачені сходова клітина і вантажний ліфт на два поверхи. Ширина сходових маршів приймається 1200 мм. Для підйому вантажів в ресторан передбачений окремий вантажний ліфт для ресторану. У правій частині поверху розташовуються складські, підсобні і адміністративно-побутові приміщення, кафе. Також передбачений санвузол і сходова клітина з вантажним ліфтом на два поверхи для підйому вантажів.

1-й поверх розташовується на 1м вище за фактичний рівень землі. Підлога 1-го поверху умовно прийнята за відмітку 0.000. У лівій частині поверху розміщений магазин. У магазин передбачено два входи, з боку двору і головного фасаду з подвійними дверима шириною 1900 мм. У правій частині поверху розташовується кафе на 40 місць і виробничі приміщення до нього. У кафе передбачено два основні входи. Окремі входи передбачені у виробниче приміщення кафе і в хол. На першому поверсі також розміщуються санвузли. Підйом на верхні поверхи передбачені по трьох основних сходах і ліфтах. По окремій сходовій клітині передбачений підйом на верхні поверхи з кафе. На рівні першого поверху вирішений крізний прохід. Для огляду з боку двору передбачений оглядовий майданчик на рівні першого поверху. Усі входні двері першого поверху вирішені з тамбуром шириною 1900 мм.

2-й поверх розташовується на відмітці +4.200. У лівій частині поверху розміщені офіси. У центральній частині поверху знаходиться музей народного мистецтва. У правій частині поверху конференцзал на 100 місць і кінозал на 155 місць, заввишки в три поверхи. Також є хол площею 119.49 м². Сполучення між поверхами здійснюється через три сходово-ліфтові клітини. У лівій і в правій частинах поверху передбачені санвузли.

3-й поверх розташовується на відмітці +7.500. У лівій частині поверху також розміщені офіси. У центральній частині поверху знаходиться музей народного мистецтва. У правій частині поверху розташовуються входи в кінозал. Також є адміністративно-побутові і підсобні приміщення кінозалу. На поверсі розміщено два великі холи і санвузол. Сполучення між поверхами також здійснюється через три основні і одну додаткову сходово-ліфтові клітини.

4-й поверх знаходиться на відмітці +10.800. У лівій частині поверху розташовуються адміністративно-побутові, підсобні і виробничі приміщення ресторану. У центральній частині поверху знаходиться музей народного мистецтва. У лівій частині поверху є два входи на балкон кінозалу і кінопроекційна. Також є три великі холи. Через гвинтові сходи розміщені в холах симетрично відносно центру здійснюється підйом в ресторан. У лівій і в правій частинах поверху також передбачені санвузли.

Круглий в плані *ресторан* розташовується на відмітці +14.100. У ресторані по чотирьох сторонах є скляні вітражі. Підйом в ресторан здійснюється через двоє гвинтових сходів. З рівня ресторану здійснюється підйом в обсерваторію по напівкруглих сходах. По зовнішньому периметру ресторану розміщений круговий вітраж.

Обсерваторія знаходиться на відмітці +17.400. До обсерваторії по зовнішньому периметру примикають підсобні приміщення. Підйом в обсерваторію здійснюється з ресторану по напівкруглих сходах. Обсерваторія покрита куполом діаметром 13 м, що обертається по периметру.

На фасадах для надання архітектурної виразності застосовуються навісні вітражі.

ТЭП до об'ємно-планувального рішення.

Таблиця № 1.1

№ п/п	Найменування	Од. вим.	Показники
1	Будівельний об'єм	м ³	26040
2	Площа забудови	м ²	1211,1
3	Загальна площа будинку	м ²	7289,2

1.3. Конструктивне рішення.

Конструктивна схема будівлі – повний монолітний каркас з безригельним перекриттям. Несучими елементами є колони перерізом 200×500 мм. Сітка колон прийнята 3.9×6 м. Товщину перекриттів приймаємо 200 мм. Жорсткість будівлі забезпечується жорстким диском перекриттів і діафрагмами жорсткості. Будівля розташована на схилі з перепадом землі 5 м. Тому з боку тиску землі приймається залізобетонна монолітна стінка, що зв'язується з ростверком. Фундаменти стовпчасті, свайні з монолітним залізобетонним ростверком. У двох підземних поверхах для збільшення жорсткості рами використовуються монолітні залізобетонні ригелі перерізом 200×300мм. Зовнішні стіни вирішені багатошаровими з поповерховим їх спиранням на перекриття завтовшки 520 мм. Конструкція зовнішньої стіни складається з пінобетонних блоків щільністю 600 кгс/м³, міцністю на стиск В 2.0, завтовшки 200 мм, пінополістиролу ПСБс- 5 щільністю 5 кгс/м³ завтовшки 120 мм і зовнішнього цегляного шару з лицьової полуторної цеглини завтовшки 120 мм. Дах виконаний поєднаним. Сходи трьохмаршеві монолітні залізобетонні із збірними сходами по металевим косоурам. Марші сперті обома кінцями на поверховий майданчик і міжповерховий. Сходові марші захищені поручнями заввишки 1000 мм, з перилами на висоті 1000 і 500 мм від рівня підлоги.

Вікна з потрійним склінням, фрамуги - серія 1.136-12 в1. Матеріал вікон - деревина хвойних порід II сорту.

Двері - ГОСТ 24698-81. Внутрішні двері застосовані як у варіанті із склінням, так і у варіанті глухих дверей. Двері виготовлені з деревини хвойних порід II сорту. Дверні полотна і косяки, що встановлюються в приміщеннях з підвищеною вологістю, обробляються антисептиком для запобігання загниванню деревини.

Підвіконні дошки серії 1.136-2 виготовлених з фібролітної плити розміри яких відповідають розмірам віконних блоків.

1.4. Архітектурно - конструктивне рішення.

Основними конструкціями є:

- монолітні вертикальні колони
- монолітні плити перекриття і покриття.

Вузол з'єднання колони і плити перекриття є монолітним, тим самим утворюючи жорсткий диск.

Конструктивна система є сукупністю взаємозв'язаних несучих конструкцій будівлі, що забезпечують його міцність, жорсткість і стійкість.

Вибір конструктивної системи будівлі визначає статичну роль кожної з його конструкцій. Матеріал конструкцій і техніку їх зведення визначають при виборі будівельної системи будівлі.

Конструктивна схема з повним каркасом - навісні стіни і колони усередині приміщення, з укладеними на них прогонами.

Міцність - забезпечується за рахунок жорсткого диска перекриттів і діафрагм жорсткості.

Стійкість- забезпечується за рахунок перев'язки з внутрішніми стінами і настилами.

Довговічність - забезпечується за рахунок якості використовуваного матеріалу і міри морозостійкості цього матеріалу.

1.4.1. Фундаменти

Під культурно-розважальний центр запроектовані пальові стовпчасті фундаменти з $L=7$ м, на пальовій основі запроектований монолітний армований ростверк. На монолітний ростверк спираються колони.

При улаштуванні пальових основ під фундаменти:

- підвищується надійність роботи фундаментів
- зменшуються земляні роботи
- зменшується матеріаломісткість
- можливість працювати в зимовий період часу без боязні проморозки

грунтової основи

- у разі заповнення підвалу і замочуванням основи немає небезпеки просадки при наступній експлуатації.

Негативною стороною пальового фундаменту є трудомісткість при забиванні паль.

1.4.2. Перегородки

Перегородки застосовуються з пінобетону завтовшки 20 см. Застосування перегородок дозволяє значно зменшити вагу.

1.4.3. Вікна і вітражі-вітрини

Вікна і вітражі вітрини значною мірою визначають міру комфорту в будівлі і його архітектурно - художнє рішення. Вікна і вітражі підібрані відповідно до площ освітлюваних приміщень. Верх вікон максимально наближений до стелі, що забезпечує кращу освітленість в глибині кімнати. Основи вітражів тобто коробки і палітурки виконуються з алюмінію, що в 2,5 - 3 рази легше за сталеві, вони корозійностійкі і декоративні. Дерев'яні конструкції вікон чутливі до зміни вологості повітря і схильні до гниття, у зв'язку з чим їх необхідно періодично фарбувати.

1.4.4. Двері

Двері застосовані як однопільні, так і двопільні, розміром: 2,1 м заввишки і 0,9; 0,8; 0,7 м шириною. Для забезпечення швидкої евакуації усі двері відкриваються назовні по напрямку руху на вулицю виходячи з умов евакуації людей з будівлі при пожежі. Дверні коробки закріплені в отворах до антисептованих дерев'яних пробок, що закладаються в кладку під час зведення стін. Для зовнішніх дерев'яних дверей і на сходових клітинах, в тамбурі - коробки влаштовують з порогами, а для внутрішніх дверей - без порогу. Дверні полотна навішують на петлях (навісах), що дозволяють знімати відкриті навстіж дверні полотна з петель, - для ремонту або заміни полотна дверей. Щоб уникнути знаходження дверей у відкритому стані або ляскання встановлюють спеціальні пружинні пристрої, які тримають двері в закритому стані і плавно повертають двері в закритий стан без удару. Двері обладнані ручками, клямками і врізними замками. Вхідні тамбурні двері в перукарні, бюро подорожей, магазини виконані з двошарового штампованого алюмінію рифленої поверхні. Коробки дверей виконуються з штампованих алюмінієвих профілів з кріпленням анкерами до стін.

1.4.5. Поли

Підлога в житлових і громадських будівлях повинна задовольняти вимогам міцності, опору зносу, достатній еластичності, безшумності, зручності прибирання. Конструкція підлоги розглянута як звукоізолююча здатність перекриття плюс звукоізоляція конструкції підлоги. Покриття підлоги в офісах прийняте з лінолеуму на теплоізолюючій основі. Стяжка виконується з розчину по керамзитовій засипці, що є звукоізоляційним шаром. У вбудованих приміщеннях прийняті мозаїчні підлоги.

Позитивними сторонами цих підлог є їх гігієнічність і безшумність. Негативні сторони - велика трудомісткість, що також збільшує термін будівництва.

1.4.6. Оздоблення

Зовнішнє оздоблення: цокольна частина з рельєфних цокольних блоків заводського виготовлення. Оздоблення стін - з облицювальної пісочної цегли. Віконні і дверні блоки фарбуються масляними фарбами або емалями теплих тонів.

Внутрішнє оздоблення: автостоянка і складські приміщення фарбуються поліпшеними масляними фарбами. Офіси обклеюються шпалерами. На інших поверхах застосовується поліпшене масляне фарбування.

1.4.7. Інженерне устаткування

Опалювання - водяне від зовнішніх мереж, теплоносій - вода з параметрами 150-70⁰С. Опалювання і гаряче водопостачання запроектоване з магістральних теплових мереж від УТ- 1, з нижньою розводкою по підвалу. Приладами опалювання служать конвектора. На кожен блок - секцію і кожен вбудований блок виконується окремий тепловий вузол для регулювання і обліку теплоносія. Магістральні трубопроводи і труби стояків, розташовані в підвальній частині будівлі ізолюються і покриваються алюмінієвою фольгою.

Водопровід - об'єднаний, господарсько-питний, виробничо-протипожежний. Гаряче водопостачання - централізоване від зовнішньої мережі. Холодне водопостачання запроектоване від внутрішньоквартального колектора водопостачання з двома введеннями. Вода на кожен секцію подається по внутрішньобудинковому магістральному трубопроводу, розташованому в підвальній частині будівлі, який ізолюється і покривається алюмінієвою фольгою. На кожен блок - секцію і вбудований блок встановлюється рамка введення.

Навколо будинку виконується магістральний пожежник господарсько - питний водопровід з колодязями, в яких встановлені пожежні гідранти.

Каналізація - побутова і виробнича в зовнішні мережі. Каналізація виконується внутрішньодворова з врізанням в колодязі внутрішньоквартальної каналізації. З кожної секції і кожного вбудованого

приміщення виконуються самостійні випуску хозфекальної і дощової каналізації.

Електропостачання - від зовнішньої мережі напругою 380/220В. Розрахункова потужність - 123,2кВт. Енергопостачання виконується від міської підстанції з живленням по дві секції двома кабелями - основним і запасним. Вбудовані приміщення живляться окремо, через свої електрощитові. Усі електрощитові розташовані на перших поверхах.

На кожній секції встановлюються радіостійки з улаштуванням радіофідерів від сусідніх будинків, розташованих навколо.

До кожної блок - секції будинку і вбудованим блокам з внутрішньоквартальної телефонної мережі підводиться телефонний кабель і залежно від можливості міської телефонної станції здійснюється приєднання абонентів до міської телефонної мережі.

Водостік - внутрішній.

Вентиляція - припливно-витяжна з механічним і природним спонуканням.

Газопостачання - від зовнішньої мережі.

Освітлення - лампи розжарювання (лампи денного освітлення).

1.5. Теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій.

1.5.1. Розрахунок зовнішніх стін

Зовнішні стіни будівлі запроектовані з пінобетонних блоків з утеплювачем з пінополістиролу і фанеровані пісочною облицювальною цеглою.

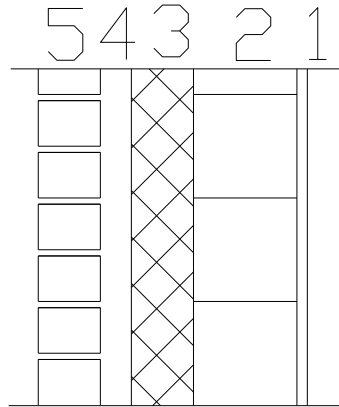


Рис. 1.1. Переріз огорожуючої конструкції.

Матеріал стін:

1. Внутрішня штукатурка $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3, \lambda = 0,87 \text{ Вт/м}^\circ\text{С}, \mu = 0,098 \text{ м}^2/\text{мч}^\circ\text{С}, \delta = 0,02\text{м}$

2. Кладка з пінобетонних блоків на цементно-піщаному розчині $\gamma = 400 \text{ кг/м}^3, \lambda = 0,26 \text{ Вт/м}^\circ\text{С}, \mu = 0,17 \text{ м}^2/\text{мч}^\circ\text{С}$

3. Утеплювач - пінополістирол $\gamma = 25 \text{ кг/м}^3, \lambda = 0,041 \text{ Вт/м}^\circ\text{С}$

4. Повітряний прошарок $R = 0,15 \text{ м}^2^\circ\text{С/Вт}, \delta = 0,06\text{м}$

5. Кладка з цегли звичайної на цементно-піщаному розчині $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3, \lambda = 0,81 \text{ Вт/м}^\circ\text{С}, \mu = 0,11 \text{ м}^2/\text{мч}^\circ\text{С}, \delta = 0,12\text{м}$

Визначимо опір теплопередачі огорожуючої конструкції, який приймається не менш енергетичного опору теплопередачі, залежно від числа градусо-доби опалювального періоду (ГДОП) :

$$ГСОП = (t_{в} - t_{о.п.}) \times z_{о.п.}, \quad (1.1)$$

де $t_{о.п.}$ і $z_{о.п.}$ - середня температура $^\circ\text{С}$ і тривалість опалювального періоду.

$t_{в.}$ - розрахункова температура внутрішнього повітря.

$$ГСОП = (18 - (-5,4)) \times 217 = 5077,8^\circ\text{С доба}$$

Відповідно до СНиПом II - 3-79** вибирається розрахунковий опір:

$$R_{о}^{TP} = 3,2 \text{ м}^2 \text{ }^\circ\text{С/Вт}$$

Необхідний опір теплопередачі визначимо по формулі:

$$R_{о}^{TP} = n(t_{в} - t_{н})/\Delta t_{н} \alpha_{в}, \quad (1.2)$$

де $n = 1$ по таб.3 СнП,

$$\alpha_B = 8,7 \text{ по таб.4 СнП}$$

$$R_o^{TP} = 1(18 - (-32))/4,5 \times 8,7 = 1,28 \text{ м}^2\text{°C/Вт, звідси приймаємо}$$

$$R_o^{TP} = 3,2 \text{ м}^2\text{°C/Вт}$$

Фактичний опір теплопередачі R_o^ϕ визначається по формулі:

$$R_o^{TP} < R_o^B = 1/\alpha_B + R_K + 1/\alpha_H, \quad (1.3)$$

де α_B - коефіцієнт теплопередачі внутрішньої поверхні огорожуючої конструкції, Вт/м²°C;

α_H - коефіцієнт теплопередачі зовнішньої поверхні огорожуючої конструкції, Вт/м²°C;

R_K - термічний опір багатошарової конструкції м²°C/Вт.

$$R_K = \sum Ri = \sum \delta i / \lambda i, \quad (1.4)$$

Де δi - товщина i -го шару конструкції, м

λi - коефіцієнт теплопровідності матеріалу i -го шару

Визначення товщини утеплювача :

$$3,2 = 1/8,7 + 0,02/0,87 + 0,2/0,26 + \delta 3/0,041 + 0,15 + 0,12/0,81 + 1/23$$

$$\delta 3 = 0,09, \text{ приймаємо } \delta 3 = 0,12$$

Звідси приймаємо товщину стіни 520 мм. Прийняті розміри товщини стіни задовольняють вимогам теплотехнічного розрахунку стіни.

Зовнішня стіна виконано з полегшеної цегляної кладки, надаючи будівлі тектонічну виразність. Будівлям виконаним з цегли порівняно легко надавати індивідуальність фасадів і внутрішнього планування. Стіни з цегли з горизонтальними і вертикальними виступами нішами і іншими об'ємними елементами сприяють сприйняттю їх тривимірності, і збільшують міру довговічності і вогнестійкості будівлі. Матеріал, з якого виготовляють цеглу порівняно дешевий.

1.5.2. Розрахунок покриття

$$\text{ГДОП} = (18 - (-4,9)) \times 217 = 5434,3 \text{ °C} \times \text{доба}$$

$$R_{TP}^0 = \frac{n(t_B - t_H)}{\Delta t^H \cdot \alpha_B} = \frac{1(18 - (-32))}{4 \cdot 8,7} = 1,436 \left[\frac{M^2 \cdot ^\circ C}{Bm} \right];$$

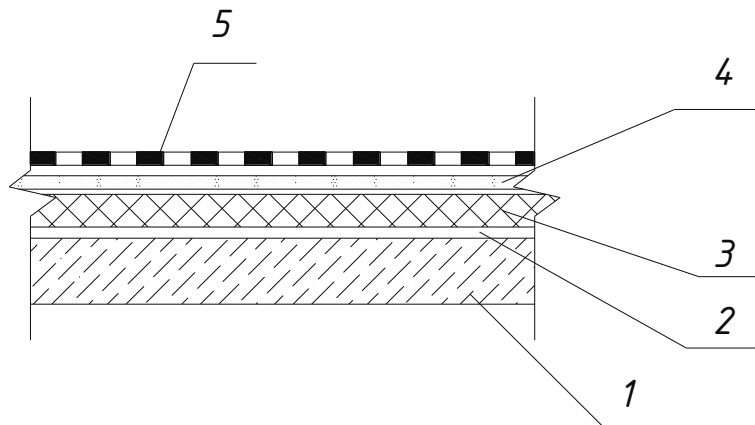


Рис. 1.2. Переріз огорожувачої конструкції покриття:

- 1 - плита покриття $\delta = 200$ мм; 2 - пароізоляція (1 шар); 3 - пінополіуретан;
4 - цементно-піщана стяжка $\delta = 30$ мм; 5 шар - лінокром 3 шари $\delta = 6$ мм.

$$R_0^{TP} = 2,1 \frac{M^2 \cdot ^\circ C}{Bm}; \quad R_0^{TP} > R_{TP}^0 \Rightarrow R_0^\Phi = R_0^{TP}$$

$$2,1 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,200}{2,04} + \frac{0,002}{0,17} + \frac{\delta}{0,041} + \frac{0,030}{0,76} + 0,006/0,17 = R_0^{TP} = R^\Phi;$$

Де $\delta = 0,087$ м = 87 мм; приймаємо $\delta = 100$ мм;

Отже, по отриманих результатах приймаємо шар утеплювача завтовшки 10 см.

2.1 Розрахунок монолітної плити безбалкового перекриття

2.1.1 Загальні дані

Потрібно запроектувати елементи міжповерхового монолітного перекриття. Дане монолітне перекриття складається з суцільної плоскої плити з капітелями.

Будова триповерхова має розміри в плані 18 x 61 м. Відстань між осями у поперечному напрямі - 12 м та повздовжньому напрямку - 9 м. Нормативне корисне навантаження на міжповерхове перекриття 20 кН/м². Коефіцієнт надійності з призначення $\gamma_n = 0,95$. Температурні умови нормальні, вологість повітря більш ніж 40%.

Для бетонування використовується бетон марки В25 ($R_b=14,5$ МПа= $1,45$ кН/см²) та арматура класу А-III ($R_s=365$ МПа= $36,5$ кН/см²), для поперечного армування – А-I та Вр-I.

2.1.2 Компоновка конструктивної схеми перекриття

Переріз середніх колон першого поверху 800 x 800 мм, другого поверху 600 x 600 мм, третього поверху 400 x 400 мм. Середні колони мають капітелі зі зломом, крайні колони полукапітелей не мають. По краю плита окаймлена обв'язочними балками.

Коефіцієнт запасу при згині $k=1,8$.

2.1.3 Розрахункові навантаження

Будівля знаходиться в II районі снігового навантаження з характеристичним навантаженням для міста Кривий Ріг – 1110 Па.

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття:

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C = 1,04 \cdot 1,11 \cdot 1 = 1,16 \text{ кН/м}^2$$

Підрахунок навантажень на 1 м² перекриття наведений у таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 - Визначення навантаження на 1 м² перекриття

Вид навантаження та підрахунок при середній щільності	Характеристичне значення, кН/м ²	Коефіцієнт надійності з навантаження,	Граничне значення, кН/м ²
Постійне:			
Асфальтобетон, t=80 мм, ρ=2200 кг/м ³	1,76	1,1	1,94
Гідроізоляція, t=5 мм	0,012	1,2	0,015
Цементно-піщана стяжка, t=20 мм	0,36	1,2	0,432
Плита перекриття, t=260 мм, ρ=2500 кг/м ³	6,5	1,2	7,15
Разом:			9,54
Змінне:	20	1,2	24
Повне:			33,54

Граничне розрахункове навантаження на перекриття:

$$q = (g + V) \cdot l_x \cdot l_y = (9,54 + 24) \cdot 9 \cdot 12 \cdot 0,95 = 3441,21 \text{ кН}$$

2.1.4 Визначення розрахункових моментів в напрямі прольоту $l=12$ м

Середня панель

Сумарний момент в напрямі прольоту 12 м:

$$M_c = 0,125 \cdot q \cdot l \left(1 - \frac{2 \cdot c}{3 \cdot l}\right)^2 = 0,125 \cdot 3441,21 \cdot 12 \left(1 - \frac{2 \cdot 3}{3 \cdot 12}\right)^2 = 3585 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

від'ємний момент в надколонній смузі:

$$M_0 = -0,5 \cdot M_c = -0,5 \cdot 3585 = -1792,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

додатний момент в надколонній смузі:

$$M_1 = 0,2 \cdot M_c = 0,2 \cdot 3585 = 717 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

від'ємний момент в прольотній смузі:

$$M_2 = -0,15 \cdot M_c = -0,15 \cdot 3585 = -537,75 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

додатний момент в прольотній смузі:

$$M_3 = 0,15 \cdot M_c = 0,15 \cdot 3585 = 537,75 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Знайдені величини моментів відносяться до всієї надколонної або прольотної смуг довжиною $11/2=12/2=6$ м, а на ширину смуги в 1 м приходиться:

$$M_0 = -\frac{M_0}{6} = -\frac{1792,5}{6} = -298,75 \text{ кН}\cdot\text{м} \quad M_1 = \frac{M_1}{6} = \frac{717}{6} = 119,5 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_2 = -\frac{M_2}{6} = -\frac{537,75}{6} = -89,63 \text{ кН}\cdot\text{м} \quad M_3 = \frac{M_3}{6} = \frac{537,75}{6} = 89,63 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Крайня панель

Для визначення моментів в крайній панелі розраховують лінійні моменти інерції крайніх колон та ригеля. Розрахункова довжина крайнього прольоту (при відсутності крайніх полукапітелей) розраховується по формулі:

$$l_p = l - \frac{c}{3} = 1180 - \frac{300}{3} = 1080 \text{ см}$$

Розрахункова довжина крайньої колони, так як вона не має полукапітелей:

$$H = H_p = 3,6 \text{ м}$$

Лінійний момент інерції крайньої верхньої та нижньої колони:

$$i_b = i_n = \frac{60 \cdot 60^3}{12 \cdot 360} = 50 \text{ см}^3$$

Лінійний момент інерції плити (ширина плити 12 м, а товщина плити 26 см):

$$i_p = \frac{1200 \cdot 26^3}{12 \cdot 1080} = 62,6 \text{ см}^3$$

Знаходимо коефіцієнти α , β , γ по графіку при $(i_b + i_n)/i_p = (50 + 50)/62,6 = 1,6$

$$\alpha = 1,2 \quad \beta = 1,25 \quad \gamma = 0,61$$

Відповідно моменти в розрахункових перерізах надколонної та прольотній смугах в крайній панелі на 1 м ширини плити:

- від'ємний момент в надколонній смузі на крайній опорі

$$M_8 = -\gamma \cdot M_0 = -0,61 \cdot 298,75 = -182,24 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

- від'ємний момент в прольотній смузі на крайній опорі

$$M_9 = -\gamma \cdot M_2 = -0,61 \cdot 89,63 = -54,67 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

- додатний момент в надколонній смузі на крайній опорі

$$M_5 = \beta \cdot M_1 = 1,25 \cdot 119,5 = 149,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

- додатний момент в прольотній смузі на крайній опорі

$$M_7 = \beta \cdot M_3 = 1,25 \cdot 89,63 = 112,04 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

- від'ємний момент в надколонній смузі на першій проміжній опорі:

$$M_4 = -\alpha \cdot M_0 = -1,2 \cdot 298,75 = -358,5 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

- від'ємний момент в прольотній смузі на першій проміжній опорі:

$$M_6 = -\alpha \cdot M_2 = -1,2 \cdot 89,63 = -107,56 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

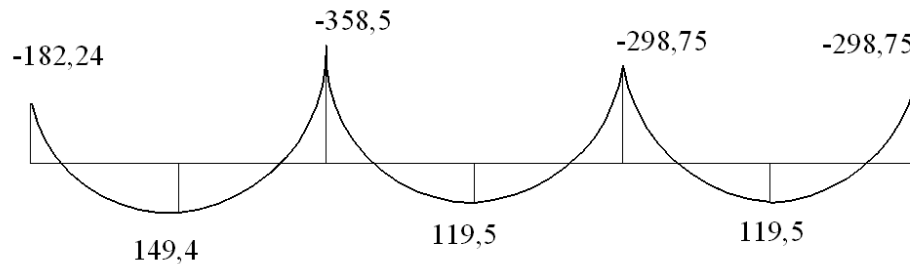


Рисунок 2.2 - Епюра моментів в надколонній смузі в напрямі прольоту 12 м

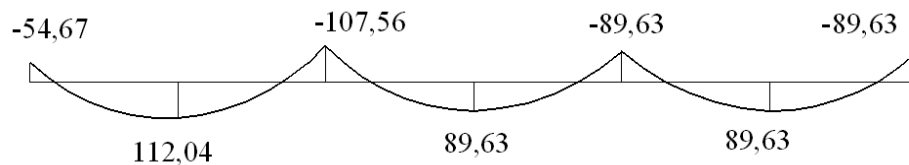


Рисунок 2.3 - Епюра моментів в прольотній смузі в напрямі прольоту 12 м

Визначаємо моменти в крайніх панелях в напрямі, паралельному краю, на 1 м ширини плити:

- від'ємний момент в пристінній надколонній напівсмузі, паралельній краю: $M_{12} = -0,5 \cdot M_0 = -0,5 \cdot 298,75 = -149,38 \text{ кН}\cdot\text{м}$

- додатний момент в пристінній надколонній напівсмузі, паралельній краю: $M_{13} = 0,5 \cdot M_1 = 0,5 \cdot 119,5 = 59,75 \text{ кН}\cdot\text{м}$

- від'ємний момент в прольотній напівсмузі крайньої панелі, паралельній краю: $M_{10} = -0,8 \cdot M_2 = -0,8 \cdot 89,63 = -71,7 \text{ кН}\cdot\text{м}$

- додатний момент в прольотній напівсмузі крайньої панелі, паралельній краю: $M_{11} = 0,8 \cdot M_3 = 0,8 \cdot 89,63 = 71,7 \text{ кН}\cdot\text{м}$

2.1.5 Підбір перерізу плити в напрямі прольоту $l=12 \text{ м}$

Товщина плити при капітелях з ізломом визначається по максимальному додатному згинальному моменту надколонної смуги, тобто по $M_5=149,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Приймаємо оптимальний процент армування в межах 0,3-0,8%. Приймаємо процент армування $\mu=0,5\%$.

Визначаємо робочу висоту перерізу плити:

$$h_0 = r \cdot \sqrt{\frac{M \cdot k}{b}} = 0,29 \cdot \sqrt{\frac{149,4 \cdot 1,8}{100}} = 0,48 \text{ см}$$

Так як для визначення робочої висоти перерізу було прийнято додатній момент інерції в надколонній смузі де арматура знаходиться в нижньому ряду і захисний шар бетону дорівнює 1,5 см, то повна висота перерізу повинна бути більше ніж: $h = h_0 + \frac{d}{2} + 1,5 = 0,48 + \frac{2}{2} + 1,5 = 2,98 \approx 3 \text{ см}$

З умов жорсткості товщина плити при капітелях зі зломом повинна бути не менше $\frac{1}{35}l = \frac{1}{35} \cdot 9000 = 257 \text{ мм}$. Приймаємо товщину плити $h=260 \text{ мм}$.

2.1.6 Підбір перерізу арматури плити в середній панелі в напрямі

прольоту $l=12 \text{ м}$

Надколонна смуга

Нижня арматура:

$$M_5 = 149,4 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = h - 1,5 - \frac{d}{2} = 26 - 1,5 - \frac{2}{2} = 23,5 \text{ см};$$

$$A_{s5} = \frac{0,8 \cdot M_5 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 14940 \cdot 1,8}{23,5 \cdot 36,5} = 25,08 \text{ см}^2$$

$$M_1 = 119,5 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 23,5 \text{ см};$$

$$A_{s1} = \frac{0,8 \cdot M_1 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 11950 \cdot 1,8}{23,5 \cdot 36,5} = 20,06 \text{ см}^2$$

Приймаємо $7 \varnothing 22 \text{ А-III}$ з $A_s=26,61 \text{ см}^2$ та кроком 150 мм.

Верхня арматура

$$M_8 = -182,24 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 23,5 \text{ см};$$

$$A_{s8} = \frac{0,8 \cdot M_8 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 18224 \cdot 1,8}{23,5 \cdot 36,5} = 30,6 \text{ см}^2$$

$$M_6 = 358,5 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = h + \frac{h}{2} - 1,5 \cdot d - 1,5 = 26 + \frac{26}{2} - 1,5 \cdot 2 - 1,5 = 34,5 \text{ см};$$

$$A_{s6} = \frac{0,8 \cdot M_6 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 35850 \cdot 1,8}{34,5 \cdot 36,5} = 41 \text{ см}^2$$

$$M_0 = -298,75 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 34,5 \text{ см};$$

$$A_{s0} = \frac{0,8 \cdot M_0 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 29875 \cdot 1,8}{34,5 \cdot 36,5} = 34,16 \text{ см}^2$$

Приймаємо 7 Ø 28 А-III з $A_s=43,1 \text{ см}^2$ та кроком 150 мм.

Прольотна смуга

Нижня арматура:

$$M_1 = 112,04 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = h - 1,5 \cdot d - 1,5 = 26 - 1,5 \cdot 2 - 1,5 = 21,5 \text{ см};$$

$$A_{s1} = \frac{0,8 \cdot M_1 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 11204 \cdot 1,8}{21,5 \cdot 36,5} = 21,5 \text{ см}^2$$

$$M_3 = 89,63 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 21,5 \text{ см};$$

$$A_{s3} = \frac{0,8 \cdot M_3 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 8963 \cdot 1,8}{21,5 \cdot 36,5} = 16,45 \text{ см}^2$$

Приймаємо 7 Ø 20 А-III з $A_s=21,99 \text{ см}^2$ та кроком 150 мм.

Верхня арматура

$$M_9 = -54,67 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 23,5 \text{ см};$$

$$A_{s9} = \frac{0,8 \cdot M_9 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 5467 \cdot 1,8}{23,5 \cdot 36,5} = 9,18 \text{ см}^2$$

$$M_6 = -123,69 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 23,5 \text{ см};$$

$$A_{s6} = \frac{0,8 \cdot M_6 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 12369 \cdot 1,8}{23,5 \cdot 36,5} = 18,06 \text{ см}^2$$

$$M_2 = -89,63 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 23,5 \text{ см};$$

$$A_{s2} = \frac{0,8 \cdot M_2 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 8963 \cdot 1,8}{23,5 \cdot 36,5} = 15,05 \text{ см}^2$$

Приймаємо 5 Ø 22 А-III з $A_s=19 \text{ см}^2$ та кроком 200 мм.

2.1.7 Підбір перерізу арматури плити в крайній панелі в напрямі прольоту $l=12 \text{ м}$

Надколонна смуга

Нижня арматура:

$$M_5 = 149,4 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = h - 1,5 - \frac{d}{2} = 26 - 1,5 - \frac{2}{2} = 23,5 \text{ см};$$

$$A_{s5} = \frac{0,8 \cdot M_5 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 14940 \cdot 1,8}{23,5 \cdot 36,5} = 25,08 \text{ см}^2$$

$$M_{13} = 59,75 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 23,5 \text{ см};$$

$$A_{s1} = \frac{0,8 \cdot M_1 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 5975 \cdot 1,8}{23,5 \cdot 36,5} = 10,03 \text{ см}^2$$

Приймаємо 7 \varnothing 22 А-III з $A_s=26,61 \text{ см}^2$ та кроком 150 мм.

Верхня арматура

$$M_8 = -182,24 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 23,5 \text{ см};$$

$$A_{s8} = \frac{0,8 \cdot M_8 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 18224 \cdot 1,8}{23,5 \cdot 36,5} = 30,6 \text{ см}^2$$

$$M_6 = 358,5 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = h + \frac{h}{2} - 1,5 \cdot d - 1,5 = 26 + \frac{26}{2} - 1,5 \cdot 2 - 1,5 = 34,5 \text{ см};$$

$$A_{s6} = \frac{0,8 \cdot M_6 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 35850 \cdot 1,8}{34,5 \cdot 36,5} = 41 \text{ см}^2$$

$$M_{12} = -149,38 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 34,5 \text{ см};$$

$$A_{s12} = \frac{0,8 \cdot M_0 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 14938 \cdot 1,8}{34,5 \cdot 36,5} = 17,08 \text{ см}^2$$

Приймаємо 7 \varnothing 28 А-III з $A_s=43,1 \text{ см}^2$ та кроком 150 мм.

Прольотна смуга

Нижня арматура:

$$M_7 = 112,04 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = h - 1,5 \cdot d - 1,5 = 26 - 1,5 \cdot 2 - 1,5 = 21,5 \text{ см};$$

$$A_{s7} = \frac{0,8 \cdot M_1 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 11204 \cdot 1,8}{21,5 \cdot 36,5} = 21,5 \text{ см}^2$$

$$M_{11} = 71,7 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 21,5 \text{ см};$$

$$A_{s7} = \frac{0,8 \cdot M_3 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 7170 \cdot 1,8}{21,5 \cdot 36,5} = 13,16 \text{ см}^2$$

Приймаємо 7 \varnothing 20 А-III з $A_s=21,99 \text{ см}^2$ та кроком 150 мм.

Верхня арматура

$$M_9 = -54,67 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 23,5 \text{ см};$$

$$A_{s9} = \frac{0,8 \cdot M_9 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 5467 \cdot 1,8}{23,5 \cdot 36,5} = 9,18 \text{ см}^2$$

$$M_6 = -107,56 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 23,5 \text{ см};$$

$$A_{s6} = \frac{0,8 \cdot M_6 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 10756 \cdot 1,8}{23,5 \cdot 36,5} = 18,06 \text{ см}^2$$

$$M_{10} = -71,7 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 23,5 \text{ см};$$

$$A_{s10} = \frac{0,8 \cdot M_2 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 7170 \cdot 1,8}{23,5 \cdot 36,5} = 12,04 \text{ см}^2$$

Приймаємо 5 \varnothing 22 А-III з $A_s=19 \text{ см}^2$ та кроком 200 мм.

2.1.8 Визначення розрахункових моментів в напрямі прольоту $l=9 \text{ м}$

Середня панель

Сумарний момент в напрямі прольоту 9 м:

$$M_c = 0,125 \cdot q \cdot l \left(1 - \frac{2 \cdot c}{3 \cdot l}\right)^2 = 0,125 \cdot 3441,21 \cdot 9 \left(1 - \frac{2 \cdot 3}{3 \cdot 9}\right)^2 = 2342 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

- від'ємний момент в надколонній смузі:

$$M_0 = -0,5 \cdot M_c = -0,5 \cdot 2342 = -1171 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

- додатний момент в надколонній смузі:

$$M_1 = 0,2 \cdot M_c = 0,2 \cdot 2342 = 468,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

- від'ємний момент в прольотній смузі:

$$M_2 = -0,15 \cdot M_c = -0,15 \cdot 2342 = -351,3 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

- додатний момент в прольотній смузі:

$$M_3 = 0,15 \cdot M_c = 0,15 \cdot 2342 = 351,3 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Знайдені величини моментів відносяться до всієї надколонної або прольотної смуг довжиною $l/2=9/2=4,5 \text{ м}$, а на ширину смуги в 1 м приходиться:

$$M_0 = -\frac{M_0}{4,5} = -\frac{1171}{4,5} = -260,2 \text{ кН}\cdot\text{м} \quad M_1 = \frac{M_1}{4,5} = \frac{468,4}{4,5} = 104,1 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_2 = -\frac{M_2}{4,5} = -\frac{351,3}{4,5} = -78,6 \text{ кН}\cdot\text{м} \quad M_3 = \frac{M_3}{4,5} = \frac{351,3}{4,5} = 78,6 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Крайня панель

Для визначення моментів в крайній панелі розраховують лінійні моменти інерції крайніх колон та ригеля. Розрахункова довжина крайнього прольоту

(при відсутності крайніх полукапітелей) розраховується по формулі:

$$l_p = l - \frac{c}{3} = 880 - \frac{300}{3} = 780 \text{ см}$$

Розрахункова довжина крайньої колони, так як вона не має полукапітелей:

$$H = H_p = 3,6 \text{ м}$$

Лінійний момент інерції крайньої верхньої та нижньої колони:

$$i_b = i_n = \frac{60 \cdot 60^3}{12 \cdot 360} = 50 \text{ см}^3$$

Лінійний момент інерції плити (ширина плити 9 м, а товщина плити 26 см):

$$i_p = \frac{900 \cdot 26^3}{12 \cdot 780} = 57,61 \text{ см}^3$$

Знаходимо коефіцієнти α , β , γ по графіку при

$$(i_b + i_n) / i_p = (50 + 50) / 57,61 = 1,74$$

$$\alpha = 1,18 \quad \beta = 1,22 \quad \gamma = 0,63$$

Відповідно моменти в розрахункових перерізах надколонної та прольотній смугах в крайні панелі на 1 м ширини плити:

- від'ємний момент в надколонній смузі на крайній опорі

$$M_8 = -\gamma \cdot M_0 = -0,63 \cdot 260,2 = -163,93 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

- від'ємний момент в прольотній смузі на крайній опорі

$$M_9 = -\gamma \cdot M_2 = -0,63 \cdot 78,6 = -49,52 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

- додатний момент в надколонній смузі на крайній опорі

$$M_5 = \beta \cdot M_1 = 1,22 \cdot 104,1 = 127 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

- додатний момент в прольотній смузі на крайній опорі

$$M_7 = \beta \cdot M_3 = 1,22 \cdot 78,6 = 95,89 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

- від'ємний момент в надколонній смузі на першій проміжній опорі:

$$M_4 = -\alpha \cdot M_0 = -1,18 \cdot 260,2 = -307,04 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

- від'ємний момент в прольотній смузі на першій проміжній опорі:

$$M_6 = -\alpha \cdot M_2 = -1,18 \cdot 78,6 = -92,75 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

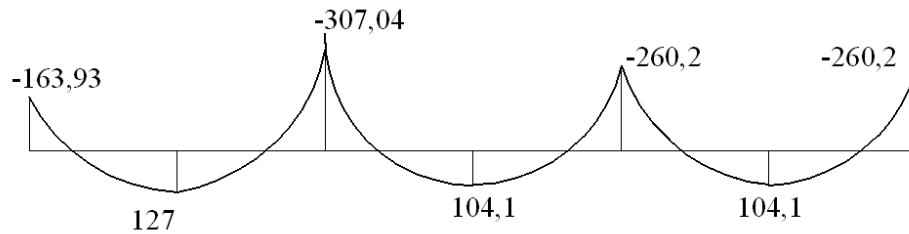


Рисунок 2.4 - Епюра моментів в надколонній смузі в напрямі прольоту 9 м

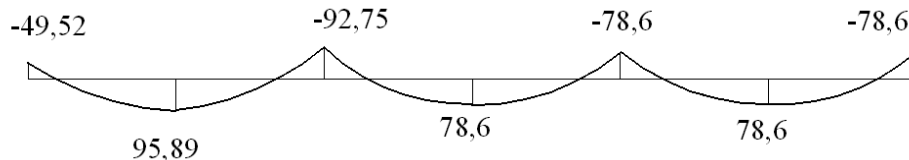


Рисунок 2.5 - Епюра моментів в прольотній смузі в напрямі прольоту 9 м

Визначаємо моменти в крайніх панелях в напрямі, паралельному краю, на 1 м ширини плити:

- від'ємний момент в пристінній надколонній напівсмузі, паралельній краю: $M_{12} = -0,5 \cdot M_0 = -0,5 \cdot 260,2 = -130,1 \text{ кН}\cdot\text{м}$

- додатній момент в пристінній надколонній напівсмузі, паралельній краю: $M_{13} = 0,5 \cdot M_1 = 0,5 \cdot 104,1 = 52,05 \text{ кН}\cdot\text{м}$

- від'ємний момент в прольотній напівсмузі крайньої панелі, паралельній краю: $M_{10} = -0,8 \cdot M_2 = -0,8 \cdot 78,6 = -62,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$

- додатній момент в прольотній напівсмузі крайньої панелі, паралельній краю: $M_{11} = 0,8 \cdot M_3 = 0,8 \cdot 78,6 = 62,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$

2.1.9 Підбір перерізу плити в напрямі прольоту $l=9 \text{ м}$

Товщина плити при капітелях з ізломом визначається по максимальному додатному згинальному моменту надколонної смуги, тобто по $M_5=127 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Приймаємо оптимальний процент армування в межах 0,3-0,8%. Приймаємо процент армування $\mu=0,5\%$.

Визначаємо робочу висоту перерізу плити:

$$h_0 = r \cdot \sqrt{\frac{M \cdot k}{b}} = 0,29 \cdot \sqrt{\frac{127 \cdot 1,8}{100}} = 0,44 \text{ см}$$

Так як для визначення робочої висоти перерізу було прийнято додатній момент інерції в надколонній смузі де арматура знаходиться в нижньому ряду і захисний шар бетону дорівнює 1,5 см, то повна висота перерізу повинна бути

$$\text{більше ніж: } h = h_0 + \frac{d}{2} + 1,5 = 0,44 + \frac{2}{2} + 1,5 = 2,94 \approx 3 \text{ см}$$

З умов жорсткості товщина плити при капітелях зі зломом повинна бути не менше $\frac{1}{35}l = \frac{1}{35} \cdot 9000 = 257 \text{ мм}$. Приймаємо товщину плити $h=260 \text{ мм}$.

2.1.10 Підбір перерізу арматури плити в середній панелі в напрямі прольоту $l=9 \text{ м}$

Надколонна смуга

Нижня арматура:

$$M_5 = 127 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = h - 1,5 - \frac{d}{2} = 26 - 1,5 - \frac{2}{2} = 23,5 \text{ см};$$

$$A_{s5} = \frac{0,8 \cdot M_5 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 12700 \cdot 1,8}{23,5 \cdot 36,5} = 21,32 \text{ см}^2$$

$$M_1 = 104,1 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 23,5 \text{ см};$$

$$A_{s1} = \frac{0,8 \cdot M_1 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 10410 \cdot 1,8}{23,5 \cdot 36,5} = 17,48 \text{ см}^2$$

Приймаємо $7 \varnothing 20 \text{ А-III}$ з $A_s=21,99 \text{ см}^2$ та кроком 150 мм .

Верхня арматура

$$M_8 = -163,93 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 23,5 \text{ см};$$

$$A_{s8} = \frac{0,8 \cdot M_8 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 16393 \cdot 1,8}{23,5 \cdot 36,5} = 27,52 \text{ см}^2$$

$$M_6 = 307,04 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = h + \frac{h}{2} - 1,5 \cdot d - 1,5 = 26 + \frac{26}{2} - 1,5 \cdot 2 - 1,5 = 34,5 \text{ см};$$

$$A_{s6} = \frac{0,8 \cdot M_6 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 30704 \cdot 1,8}{34,5 \cdot 36,5} = 35,11 \text{ см}^2$$

$$M_0 = -260,2 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 34,5 \text{ см};$$

$$A_{s0} = \frac{0,8 \cdot M_0 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 26020 \cdot 1,8}{34,5 \cdot 36,5} = 29,75 \text{ см}^2$$

Приймаємо $10 \varnothing 22 \text{ А-III}$ з $A_s=38,01 \text{ см}^2$ та кроком 100 мм .

Прольотна смуга

Нижня арматура:

$$M_1 = 127 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = h - 1,5 \cdot d - 1,5 = 26 - 1,5 \cdot 2 - 1,5 = 21,5 \text{ см};$$

$$A_{s1} = \frac{0,8 \cdot M_1 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 12700 \cdot 1,8}{21,5 \cdot 36,5} = 23,3 \text{ см}^2$$

$$M_3 = 78,6 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 21,5 \text{ см};$$

$$A_{s3} = \frac{0,8 \cdot M_3 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 7860 \cdot 1,8}{21,5 \cdot 36,5} = 14,42 \text{ см}^2$$

Приймаємо 5 \varnothing 22 А-III з $A_s=24,54 \text{ см}^2$ та кроком 200 мм.

Верхня арматура

$$M_9 = -49,52 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 23,5 \text{ см};$$

$$A_{s9} = \frac{0,8 \cdot M_9 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 4952 \cdot 1,8}{23,5 \cdot 36,5} = 8,31 \text{ см}^2$$

$$M_6 = -92,75 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 23,5 \text{ см};$$

$$A_{s6} = \frac{0,8 \cdot M_6 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 9275 \cdot 1,8}{23,5 \cdot 36,5} = 15,57 \text{ см}^2$$

$$M_2 = -78,6 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 23,5 \text{ см};$$

$$A_{s2} = \frac{0,8 \cdot M_2 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 7860 \cdot 1,8}{23,5 \cdot 36,5} = 13,2 \text{ см}^2$$

Приймаємо 5 \varnothing 20 А-III з $A_s=15,71 \text{ см}^2$ та кроком 200 мм.

2.1.11 Підбір перерізу арматури плити в крайній панелі в напрямі прольоту $l=9 \text{ м}$

Надколонна смуга

Нижня арматура:

$$M_5 = 127 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = h - 1,5 - \frac{d}{2} = 26 - 1,5 - \frac{2}{2} = 23,5 \text{ см};$$

$$A_{s5} = \frac{0,8 \cdot M_5 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 12700 \cdot 1,8}{23,5 \cdot 36,5} = 21,32 \text{ см}^2$$

$$M_{13} = 52,05 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 23,5 \text{ см};$$

$$A_{s13} = \frac{0,8 \cdot M_{13} \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 5250 \cdot 1,8}{23,5 \cdot 36,5} = 8,74 \text{ см}^2$$

Приймаємо 7 Ø 20 А-III з $A_s=21,99 \text{ см}^2$ та кроком 150 мм.

Верхня арматура

$$M_8 = -163,93 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 23,5 \text{ см};$$

$$A_{s8} = \frac{0,8 \cdot M_8 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 16393 \cdot 1,8}{23,5 \cdot 36,5} = 27,52 \text{ см}^2$$

$$M_6 = -307,04 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = h + \frac{h}{2} - 1,5 \cdot d - 1,5 = 26 + \frac{26}{2} - 1,5 \cdot 2 - 1,5 = 34,5 \text{ см};$$

$$A_{s6} = \frac{0,8 \cdot M_6 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 30704 \cdot 1,8}{34,5 \cdot 36,5} = 35,11 \text{ см}^2$$

$$M_{12} = -130,1 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 34,5 \text{ см};$$

$$A_{s12} = \frac{0,8 \cdot M_{12} \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 13010 \cdot 1,8}{34,5 \cdot 36,5} = 14,88 \text{ см}^2$$

Приймаємо 10 Ø 22 А-III з $A_s=38,01 \text{ см}^2$ та кроком 100 мм.

Прольотна смуга

Нижня арматура:

$$M_1 = 127 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = h - 1,5 \cdot d - 1,5 = 26 - 1,5 \cdot 2 - 1,5 = 21,5 \text{ см};$$

$$A_{s1} = \frac{0,8 \cdot M_1 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 12700 \cdot 1,8}{21,5 \cdot 36,5} = 23,3 \text{ см}^2$$

$$M_{11} = 62,9 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 21,5 \text{ см};$$

$$A_{s11} = \frac{0,8 \cdot M_{11} \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 6290 \cdot 1,8}{21,5 \cdot 36,5} = 11,54 \text{ см}^2$$

Приймаємо 5 Ø 22 А-III з $A_s=24,54 \text{ см}^2$ та кроком 200 мм.

Верхня арматура

$$M_9 = -49,52 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 23,5 \text{ см};$$

$$A_{s9} = \frac{0,8 \cdot M_9 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 4952 \cdot 1,8}{23,5 \cdot 36,5} = 8,31 \text{ см}^2$$

$$M_6 = -92,75 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 23,5 \text{ см};$$

$$A_{s6} = \frac{0,8 \cdot M_6 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 9275 \cdot 1,8}{23,5 \cdot 36,5} = 15,57 \text{ см}^2$$

$$M_{10} = -62,9 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad h_0 = 23,5 \text{ см};$$

$$A_{s10} = \frac{0,8 \cdot M_2 \cdot k}{h_0 \cdot R_s} = \frac{0,8 \cdot 6290 \cdot 1,8}{23,5 \cdot 36,5} = 10,56 \text{ см}^2$$

Приймаємо 5 Ø 20 А-III з $A_s=15,71 \text{ см}^2$ та кроком 200 мм.

2.1.12 Коструювання плити

Для армування крайніх та середніх плит в надколонній та прольотній смугах приймаємо плоскі зварні арматурні сітки, що розташовуються біля нижньої та верхньої граней плити.

При армуванні плити над капітелями робоча арматура сіток повинна виходити за грань капітелі не менше ніж на $10d$. З врахуванням цього приймаємо:

- нижню сітку марки С1 над капітеллю:

$$\frac{22A - III - 150}{20A - III - (x150) + 100} 2740 \cdot 5250 \frac{25}{20}$$

- верхню сітку марки С2 над капітеллю:

$$\frac{28A - III - 150}{22A - III - 100} 2740 \cdot 5250 \frac{25}{20}$$

- нижню сітку марки С3 в повздовжньому напрямі між капітелями:

$$\frac{20A - III - (x150) + 50}{20A - III - 150} 2220 \cdot 4250 \frac{25}{35}$$

- верхню сітку марки С4 в повздовжньому напрямі між капітелями:

$$\frac{22A - III - 200}{22A - III - 100} 2230 \cdot 4250 \frac{25}{15}$$

- нижню сітку марки С5 в поперечному напрямі між капітелями:

$$\frac{20A - III - (x150) + 50}{22A - III - 200} 3720 \cdot 4250 \frac{25}{35}$$

- верхню сітку марки С6 в поперечному напрямі між капітелями:

$$\frac{22A - III - (x200) + 50}{20A - III - 200} 3720 \cdot 4250 \frac{25}{35}$$

- нижню сітку марки С7 в прольоті між капітелями:

$$\frac{22A - III - (x150) + 50}{22A - III - 200} 3720 \cdot 4850 \frac{25}{35}$$

- верхню сітку марки С8 в прольоті між капітелями:

$$\frac{28A - III - (x150) + 50}{20A - III - 200} \cdot 3720 \cdot 4850 \frac{25}{35}$$

2.3 Розрахунок середньої колони першого поверху

2.3.1 Загальні дані

Бетон класу В25; $R_b = 14,5$ МПа; $R_{bt} = 0,9$ МПа; $E_1 = 27000$ МПа; $\gamma_{b2} = 0,9$; робоча арматура класу А-III; $R_s = 365$ МПа; $R_{sw} = 290$ МПа; $E_s = 200000$ МПа; поперечна та конструктивна арматура класу А-І. Задаємося перерізом колони 1-го поверху 800 x 800 мм, 2-го – 600 x 600 мм, 3-го – 400 x 400 мм. Вантажна площа для колони середнього ряду першого поверху $9 \times 12 = 108$ м².

2.3.2 Розрахункові навантаження

Будівля знаходиться в II районі снігового навантаження з характеристичним навантаженням для міста Кривий Ріг – 1110 Па.

Підрахунок навантажень на 1 м² перекриття наведений у таблиці 2.2.

Таблиця 2.2 - Визначення навантаження на 1 м² перекриття

Вид навантаження та підрахунок при середній щільності	Характеристичне значення, кН/м ²	Коефіцієнт надійності з навантаження,	Граничне значення, кН/м ²
Постійне:			
Асфальтобетон, t=80 мм, $\rho=2200$ кг/м ³	1,76	1,1	1,94
Гідроізоляція, t=5 мм	0,012	1,2	0,015
Цементно-піщана стяжка, t=20 мм	0,36	1,2	0,432
Плита перекриття, t=260 мм, $\rho=2500$ кг/м ³	6,5	1,2	7,15
Разом:			9,54
Змінне:	20	1,2	24
Повне:			33,54

Підрахунок навантажень на 1 м² покриття наведений у таблиці 2.3.

Таблиця 2.3 - Визначення навантаження на 1 м² покриття

Вид навантаження та підрахунок при середній щільності	Характеристичне значення, кН/м ²	Коефіцієнт надійності з навантаження,	Граничне значення, кН/м ²
Постійне:			
2 шари рулонного матеріалу «Кромел», t=5 мм	0,04	1,2	0,048
Полімерно-бітумна мастика «Масттел», t=3 мм	0,06	1,2	0,072
Утеплювач «Rockwooll» Лайт Баттс, t=80 мм	0,03	1,2	0,036
Пароізоляція, t=5 мм	0,01	1,2	0,012
Цементно-піщана стяжка, t=30 мм	0,54	1,2	0,648
Плита покриття, t=150 мм, ρ=2500 кг/м ³	3,75	1,1	4,125
Разом:			4,94
Снігове	1,11	1,04	1,16
Повне:			6,1

Власна вага колони 1-го поверху:

$$q_1 = \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot b \cdot h \cdot H \cdot \rho = 1,1 \cdot 0,95 \cdot 0,8 \cdot 0,8 \cdot 3,6 \cdot 25 = 60,2 \text{ кН}$$

Власна вага колони 2-го поверху:

$$q_1 = \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot b \cdot h \cdot H \cdot \rho = 1,1 \cdot 0,95 \cdot 0,6 \cdot 0,6 \cdot 3,6 \cdot 25 = 33,86 \text{ кН}$$

Власна вага колони 3-го поверху:

$$q_1 = \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot b \cdot h \cdot H \cdot \rho = 1,1 \cdot 0,95 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 3,6 \cdot 25 = 15,05 \text{ кН}$$

Сумуємо розрахункові навантаження на колону:

- від покриття:

- довготривале $N_{\partial m} = g_{\text{нок}} \cdot S \cdot \gamma_n = 4,94 \cdot 108 \cdot 0,95 = 506,84 \text{ кН}$

- короткочасне $N_{\text{км}} = V_{\text{нок}} \cdot S \cdot \gamma_n = 1,16 \cdot 108 \cdot 0,95 = 119,02 \text{ кН}$

- від перекриття

- довготривале $N_{\partial m} = g_{\text{пер}} \cdot S \cdot \gamma_n = (9,54 + 6) \cdot 108 \cdot 0,95 = 1594,4 \text{ кН}$, де

$5 \cdot 1,2 = 6 \text{ кН/м}^2$ – довготривале навантаження від автомобілів.

- короткочасне $N_{\text{км}} = V_{\text{пер}} \cdot S \cdot \gamma_n = 24 \cdot 108 \cdot 0,95 = 2462,4 \text{ кН}$

Визначаємо розрахункові навантаження на колону 1-го поверху:

- довготривале $N_1^{\partial m} = 60,2 + 33,86 + 15,05 + 506,84 + 1594,4 \cdot 2 = 3804,75 \text{ кН}$

- короткочасне $N_1^{\text{км}} = 119,02 + 2462,4 \cdot 2 = 5043,82 \text{ кН}$

- повне розрахункове $N_1 = N_1^{\partial m} + N_1^{\text{км}} = 3804,75 + 5043,82 = 8848,5 \text{ кН}$

2.3.3 Розрахунок армування колони

Розрахункова довжина колони з урахуванням защемлення її в фундаменті:

$$l_0 = 0,7H = 0,7 \cdot 3600 = 2520 \text{ мм.}$$

Визначаємо відношення $l_0 / h = 2520 / 800 = 3,15$

$$N_1^{\partial m} / N_1 = 3804,75 / 8848,5 = 0,43 \approx 0,5$$

Визначаємо коефіцієнти $\varphi_b = 0,92$ та $\varphi_{sb} = 0,92$ в залежності від співвідношення l_0 / h та $N_1^{\partial m} / N_1$.

Уточнюємо коефіцієнт

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b)\mu(R_s / R_b) = 0,92 + 2(0,92 - 0,92) \cdot 0,05 \cdot (365 / 14,5) = 0,92,$$

де $\mu = 0,05$ - коефіцієнт армування, попередньо прийнятий.

Перевіряємо попередньо прийняті розміри поперечного перерізу колони:

$$A_c = \frac{N_1}{\varphi \cdot (R_b \cdot \gamma_{b2} + \mu \cdot R_{sc})} = \frac{8848500}{0,92 \cdot (14,5 \cdot 0,9 + 0,05 \cdot 365)} = 307282 \text{ мм}^2;$$

Визначаємо висоту перерізу колони:

$$h_c = \sqrt{A_c} = \sqrt{307282} = 554 \text{ мм}$$

Приймаємо розміри колони першого поверху $800 \times 800 \text{ мм}$ з $A_c = 640000 \text{ мм}^2$.

Площа робочої арматури:

$$(A_s + A'_s) = \frac{N_1}{\eta \cdot \varphi \cdot R_{sc}} - A \cdot \frac{R_b}{R_{sc}} = \frac{8848500}{1 \cdot 0,92 \cdot 365 \cdot 100} - 80 \cdot 80 \cdot \frac{14,5 \cdot 0,9}{365} = 34,69 \text{ см}^2$$

Приймаємо 5 \varnothing 22 А-III біля кожної грані з $A_s=36 \text{ см}^2$. Поперечну арматуру приймаємо конструктивно 8 \varnothing А-I з кроком не більше $S < 20d$ повздожньої арматури та не більше 500 мм; $S=20 \cdot 28=560$ мм. Приймаємо крок поперечних стержнів 500 мм.

3.1 Загальні дані

Місце будівництва – м. Кривий Ріг

Розрахункова глибина промерзання – 0,9 м

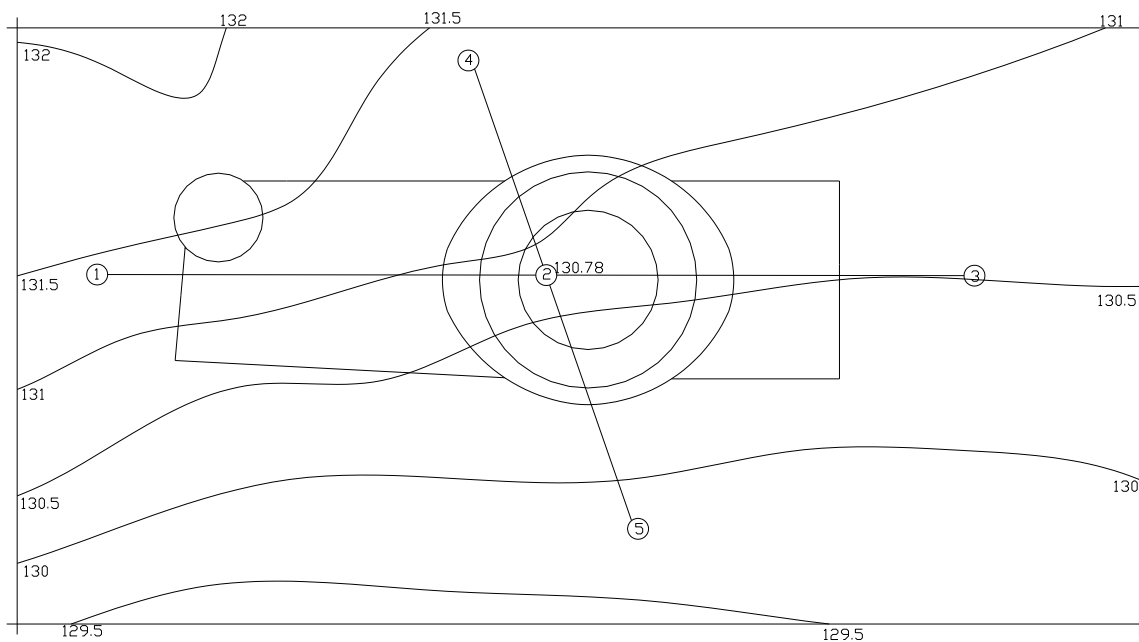


Рис. 3.1 Схема будівельного майданчика.

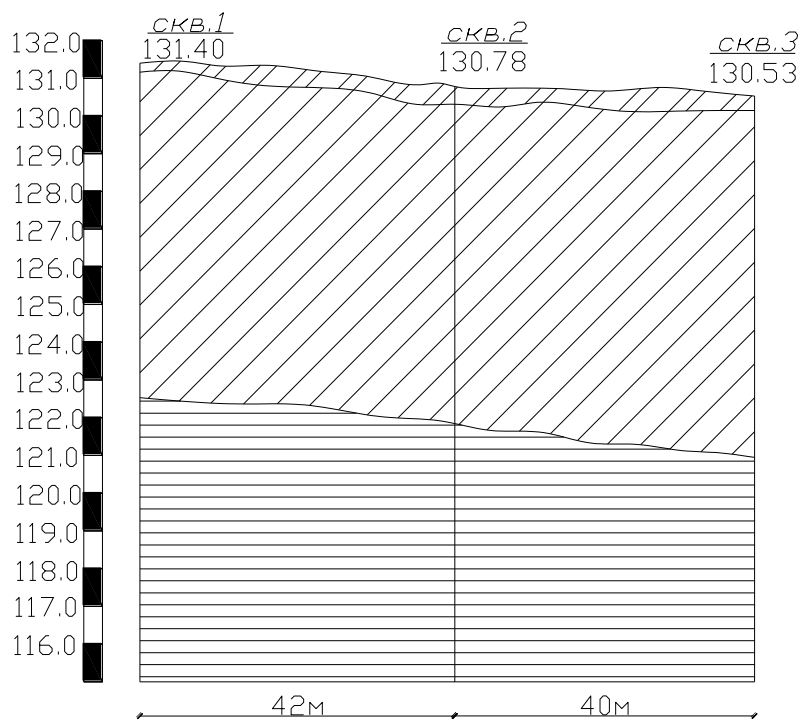


Рис. 3.2 Геологічний розріз ділянки по скважинах 1 – 2 – 3.

Покривним є ґрунтовий шар товщиною 30 см, $\gamma = 17,5 \text{ кН/м}^3$

1 шар – суглинок, напівтвердий і тугопластичний;

2 шар – глина, напівтверда, із прослоями алевриту.

Вага снігового покриву для IV району – 1,5 кпа

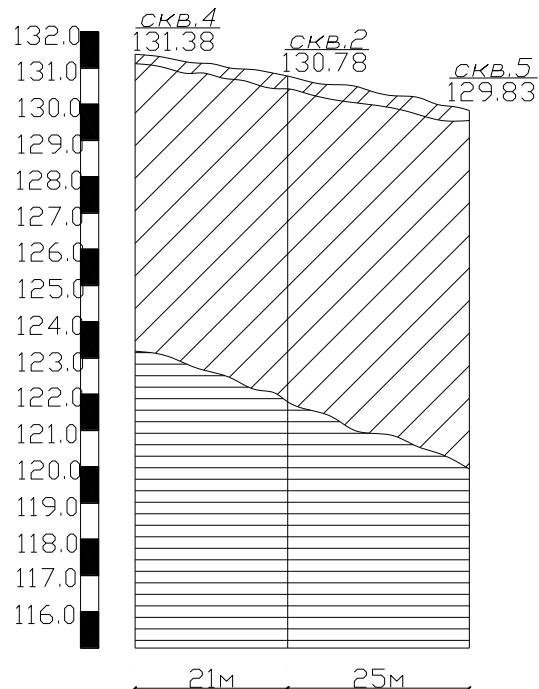


Рис. 3.3 Геологічний розріз ділянки по скважинах 4 – 2 – 5.

3.2 Фізико-механічні властивості ґрунтів

Оцінку інженерно-геологічних умов майданчика будівництва робимо шляхом вивчення геологічних розрізів у межах контуру спорудження й визначення значень умовних розрахункових опорів ґрунту.

Фізико-механічні властивості ґрунтів були визначені в лабораторних умовах і їх значення зводимо в таблицю 3.1.

Таблиця № 3.1

№ п/п	Найменування характеристик ґрунтів	1-й шар суглинок	2-й шар глина
1	Питома вага ґрунту $\gamma_{п}$, кН/м^3	19,3	19,7
2	Питома вага твердих часток	27,1	27,3

	$\gamma_s, \text{кН/м}^3$		
3	Природна вологість W, дол. ед.	0,35	0,45
4	Коефіцієнт стискальності, $m_0,$ кПа^{-1}	15×10^{-5}	$5,6 \times 10^{-5}$
5	Коефіцієнт фільтрації, кф, м/с	$4,5 \times 10^{-5}$	8×10^{-8}
6	Нормативний кут внутрішнього тертя, $\varphi_{II}, \text{кПа}$	10	18
7	Нормативне питоме зчеплення, $C_{II}, \text{МПа}$	0,016	0,025
8	Вологість на границі текучості, WL, діл. ед.	0,53	0,63
9	Вологість на межі розкочування, $W_p,$ дол. ед.	0,17	0,24

По наведених характеристиках необхідно для кожного ґрунтового шару визначити вид ґрунту і його стан, а потім згідно Сніп 2.02.01-83 умовно-розрахунковий опір R_0 .

3.2.1. Число пластичності

$$I_p = W_L - W_p \quad (3.1)$$

Визначається для глинистих ґрунтів

$$I_p^{(1)} = 0,33 - 0,17 = 0,16 \text{ – суглинок}$$

$$I_p^{(2)} = 0,43 - 0,24 = 0,19 \text{ – глина}$$

3.2.2. Коефіцієнт пористості

$$e = (\gamma_s / \gamma) \times (1 + W) - 1 \quad (3.2)$$

$$e^{(1)} = 27,1/19,3 (1 + 0,35) - 1 = 0,895$$

$$e^{(2)} = 27,3/19,7 (1 + 0,45) - 1 = 1,01$$

3.2.3. Показник плинності

$$J_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} \quad (3.3)$$

$$J_L^{(1)} = \frac{0,35 - 0,17}{0,53 - 0,17} = 0,5 \text{ Суглинки напівтверді}$$

$$J_L^{(2)} = \frac{0,45 - 0,24}{0,63 - 0,24} = 0,54 \text{ Глина напівтверда}$$

3.2.4. Ступінь вологості

$$S_r = \frac{W \times \gamma_s}{e \times \gamma_w} \quad (3.4)$$

γ_w – питома вага води, рівний 10 кН/м³

$$S_r^{(1)} = \frac{0,35 \times 27,1}{0,895 \times 10} = 1,059$$

$$S_r^{(2)} = \frac{0,45 \times 27,3}{1,01 \times 10} = 1,216$$

3.2.5. Коефіцієнт відносної стискальності

$$m_g = \frac{m_0}{1 + e} \quad (3.5)$$

$$m_g^1 = \frac{15 \times 10^{-5}}{1 + 0,895} = 7,9 \times 10^{-5} \text{ кПа}^{-1}$$

$$m_g^2 = \frac{5,6 \times 10^{-5}}{1 + 1,01} = 2,78 \times 10^{-5} \text{ кПа}^{-1}$$

3.2.6. Модуль деформації ґрунту

$$E = \frac{\beta}{m_g} \quad (3.6)$$

де: β - коефіцієнт бічного розширення, обумовлений по формулі(3.7.)

$$\beta = 1 - \frac{2 \times \nu^2}{1 - \nu} \quad (3.7)$$

де: ν - коефіцієнт Пуассона

для суглинків $\nu = 0,35$;

$$\beta^{(1)} = 1 - \frac{2 \times 0,35^2}{1 - 0,35} = 0,623$$

$$\beta^{(2)} = 1 - \frac{2 \times 0,42^2}{1 - 0,42} = 0,37$$

$$E^{(1)} = \frac{0,623}{7,9 \times 10^{-5}} = 7886 \text{ кПа}$$

$$E^{(2)} = \frac{0,37}{2,78 \times 10^{-5}} = 13309 \text{ кПа}$$

3.2.7. Умовно розрахунковий опір ґрунту R_0 .

Для супеси R_0 визначається по табл. II 3 інтерполяцією по формулі (3.8.)

$$R_0(e, J_L) = \frac{e_2 - e}{e_2 - e_1} [(1 - J_L) \times R_0(1.0) + J_L \times R_0(1.1)] + \frac{e - e_1}{e_2 - e_1} [(1 - J_L) \times R_0(2.0) + J_L \times R_0(2.1)] \quad (3.8)$$

де: e і J_L – шукані значення коефіцієнта пористості й показника
консистенції

e_1 і e_2 – коефіцієнти (табличні) пористості, між якими перебуває
шуканий коефіцієнт.

$R_0(1.0)$ і $R_0(1.1)$ – розрахункові опори ґрунту для табличних
коефіцієнтів e_1 при $J_L=0$ і $J_L=1$.

$$e = 0,895; \quad J_L = 0,5; \quad e_1 = 0,7; \quad e_2 = 1,0;$$

$$R_0(1.0) = 250 \text{ кПа} \quad R_0(1.1) = 180 \text{ кПа}$$

$$R_0(2.0) = 200 \text{ кПа} \quad R_0(2.1) = 100 \text{ кПа}$$

$$R_0^{(1)} = \frac{1,0 - 0,895}{1,0 - 0,7} [(1 - 0,5) \times 250 + 0,5 \times 180] + \frac{0,895 - 0,7}{1,0 - 0,7} [(1 - 0,5) \times 200 + 0,5 \times 100] = 172,75 \text{ кПа}$$

$$e = 1,01; \quad J_L = 0,54; \quad e_1 = 0,8; \quad e_2 = 1,1;$$

$$R_0(1.0) = 300 \text{ кПа} \quad R_0(1.1) = 200 \text{ кПа}$$

$$R_0(2.0) = 250 \text{ кПа} \quad R_0(2.1) = 100 \text{ кПа}$$

$$R_0^{(2)} = \frac{1,1 - 1,01}{1,1 - 0,8} [(1 - 0,54) \times 300 + 0,54 \times 200] + \frac{1,01 - 0,8}{1,1 - 0,8} [(1 - 0,54) \times 250 + 0,54 \times 100] = 192,1 \text{ кПа}$$

Вивід:

1 шар – суглинок, напівтвердий і тугопластичний $R_0 = 116.81$ кПа;

2 шар – глина, напівтверда, непросадна з $R_0 = 158.65$ кПа;

3.3 Збір навантажень на обріз ростверку

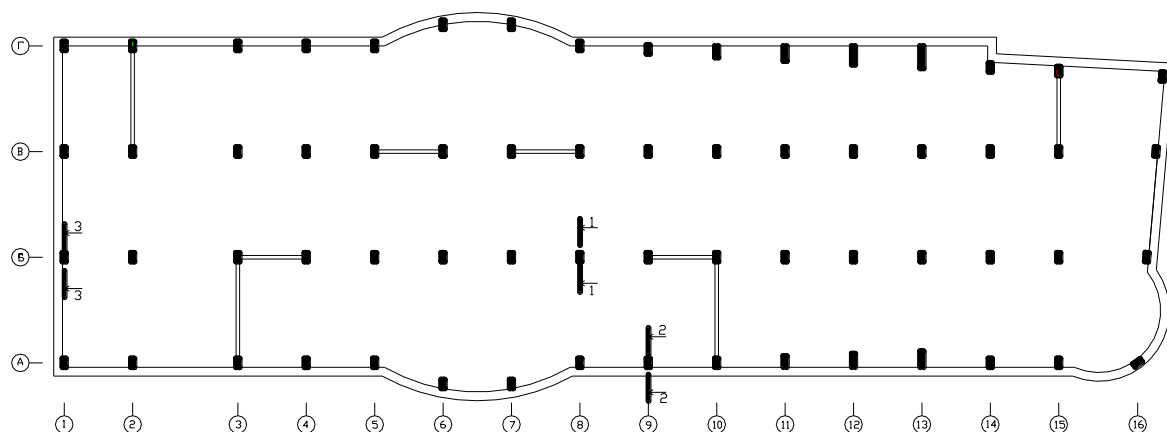


Рис. 3.4 Схема до розрахунків ростверку

Таблиця 3.2.

№ п/п	Вид навантаження	нормативна кН/м ²	γ_f	розрахункова кН/м ²
А. Постійні				
Навантаження на купол				
1	Пластикове покриття	0,1	1,1	0,11
2	Мінераловатні плити	0,05	1,2	0,06
3	Пароізоляція	0,03	1,2	0,036
4	Профільований настил	0,15	1,1	0,165
5	Прогони	0,12	1,1	0,132
6	Власна вага купола	0,3	1,1	0,33
Разом:		0,75		0,833
Навантаження на перекриття купола				
1	Від купола	0,75		0,833
2	Цегельна стіна $l=7\text{м}$, $\gamma = 1800$ кг/м ³ ; $h = 2,7\text{м}$	5,81	1,3	7,55
3	ж/б монолітний пояс ; $h = 0,3$; $\gamma = 2500$ кг/м ³ ; $\delta = 400$ мм	0,86	1,1	0,946
Разом:		7,42		9,33
Навантаження на перекриття				
1	Власна вага перекриттів $\gamma = 2500$ кг/м ³ ; $\delta = 0,2$ м	5	1,1	5,5
2	Плиткова підлога $\gamma = 2000$ кг/м ³ $\delta = 15$ мм	0,3	1,1	0,33
3	Цементна стяжка $\gamma = 1800$ кг/м ³ ; $\delta = 50$ мм	0,75	1,3	0,975

4	Шар ізоляції	0,25	1,3	0,33
Разом:		6,3		7,1
Навантаження на перекриття від зовнішньої стіни				
5	Лицювальний шар кладки $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 0,12 \text{ м}$; ; $h = 3 \text{ м}$	2,16	1,3	2,81
6	Утеплювач пінополістирол $\gamma = 25 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 0,12 \text{ м}$; ; $h = 3 \text{ м}$	0,03	1,2	0,036
7	Пінобетонні блоки $\gamma = 400 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 0,2 \text{ м}$; ; $h = 3 \text{ м}$	0,8	1,3	1,04
8	Перегородки $\gamma = 400 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 0,2 \text{ м}$; ; $h = 3 \text{ м}$	1,02	1,3	1,326
Разом:		4,01		5,212
Навантаження на перекриття кінозалу				
	Конструкція трибун	2,5	1,1	2,55
Навантаження на перекриття конференцзала				
	Конструкція сидінь	1	1,1	1,22
Навантаження на покриття				
1	Покрівельна гідроізоляція техноеласт	2	1,3	2,6
2	Цементна-Піщана стяжка $\gamma = 2000 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 50 \text{ мм}$	1	1,1	1,1
3	Утеплювач $\gamma = 100 \text{ кг/м}^3$ $\delta = 100 \text{ мм}$	0,1	1,2	0,12
4	Пароізоляція	0,03	1,2	0,036
5	Власна вага покриття $\gamma = 2500 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 0,2 \text{ м}$	5	1,1	5,5
Разом:		8,13		9,356
Б. Тимчасові				
	-снігова $S_0 = 1,5 \text{ кПа}$	1,5	1,4	2,1
	-на перекриттях – 3 кПа;	3	1,2	3,6
	-на перекритті складських приміщень	5	1,2	6
	-на перекриттях кінозалу й конференцзала	4	1,2	4,8
	-на перекриттях інших поверхів	3	1,2	3,6
Разом розрахункові навантаження, кН/м^2				
1	На покриття			11,456
2	На перекриття обсерваторії			17,23

3	На перекриття в кінозалі й у складських приміщеннях	12,65
4	На перекриття інших поверхів	10,1

Розрахункові навантаження див. розділ «розрахунково-конструктивна частина»,

Навантаження на фундамент див. п.2.2.4. розділ «розрахунково-конструктивна частина»

Перетин 1-1 $N=1790\text{кН}$; $M_{0II}= 17,91\text{кН*м}$

Перетин 2-2 $N=908\text{кН}$; $M_{0II}= 9,08\text{кН*м}$;

Перетин 1-1 $N=838,6\text{кН}$; $M_{0II}= 8,86\text{кН*м}$;

3.4.Розрахунки фундаментів глибокого закладення

3.4.1.Розрахунки пальового фундаменту в перетині 1-1.

Умови несучої здатності ґрунтів підстави одиночної палі або в складі пальового фундаменту має вигляд:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k} \quad (3.1)$$

де: N - розрахункове навантаження, передана від спорудження на одиночну палю,

F_d - несуча здатність палі по ґрунту,

γ_k - коефіцієнт надійності, призначуваний залежно від методу визначення несучої здатності палі по ґрунту.

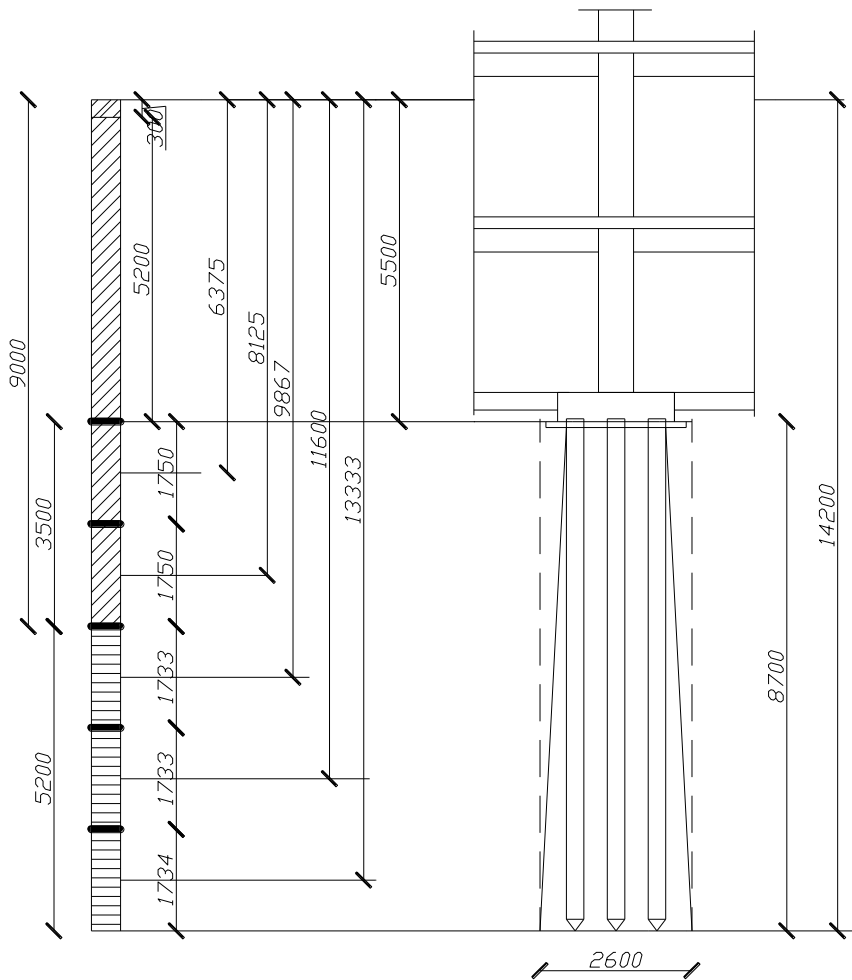


Рис 3.5 Схема до розрахунків

Підберемо довжину забивної палі й визначимо її несучу здатність по ґрунту. Попередньо ухвалюємо забивну палю типу 39,30-8 по Серія 1.011-10 в.1 довжиною 9 м, перетином 30 x 30 див, паля при цьому буде висячою. Занурення палі буде здійснюватися дизельним молотом. Несуча здатність висячої забивної палі визначається у відповідності зі Снил 2.02.03-85 як сума сил розрахункових опорів ґрунтів підстав під нижнім кінцем палі й на її бічній поверхні по формулі:

$$F_d = \gamma_c \times (\gamma_{CR} \times R \times A + U \times \sum \gamma_{CF} \times f_i \times h_i), \quad (3.2)$$

де: γ_c - коефіцієнт роботи палі в ґрунті, прийнятий рівним 1,

γ_{CR} , γ_{CF} - коефіцієнти умов роботи відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі, прийняті для забивних паль, що поринають дизельними молотами без лідируючих шпар, рівними 1,

A - площа обпирання палі на ґрунті, прийнята рівної площі поперечного переріза палі. $A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$

U - зовнішній периметр поперечного переріза палі $0,3 \cdot 4 = 1,2 \text{ м}$,

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі.

Розрахунковий опір ґрунту залежить від виду й стану ґрунту й від глибини занурення палі.

$$R = 1590 \text{ [кПа]}$$

f_i - розрахунковий опір i -го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею, кПа.

h_i - товщина i -го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі, м.

Підставляємо отримані значення у формулу й визначаємо несучу здатність палі 39-30 по ґрунту.

$h_1=1,75\text{м}$	$z_1=6,38\text{м}$	$f_1=25,2\text{кПа}$
$h_2=1,75\text{м}$	$z_2=8,13\text{м}$	$f_2=26,1\text{кПа}$
$h_3=1,73\text{м}$	$z_3=9,87\text{м}$	$f_3=23,2\text{кПа}$
$h_4=1,73\text{м}$	$z_4=11,6\text{м}$	$f_4=24,2\text{кПа}$
$h_5=1,73\text{м}$	$z_5=13,33\text{м}$	$f_5=25,5\text{кПа}$

$$F_d = 1 \times (1 \times 1590 \times 0,09 + 1,2 \times (25,2 \times 1,75 + 26,1 \times 1,75 + 23,2 \times 1,73 + 24,2 \times 1,73 + 25,5 \times 1,73))$$

$$F_d = 484,6 \text{ кПа}$$

Визначення кількості палей у палевому фундаменті

Розрахункова глибина промерзання ґрунту залежить від теплового режиму будинку, від наявності підвалу, конструкції підлоги й визначається по формулі:

$$d_f = K_n \times d_{fn}$$

(3.3)

Де: d_{fn} - нормативна глибина промерзання ґрунту, $d_{fn} = 1,2 \text{ м}$,

K_n - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму будинку,
прийнятий рівним 0,6;

$$df = 1,6 \times 0,6 = 0,96 \text{ м.}$$

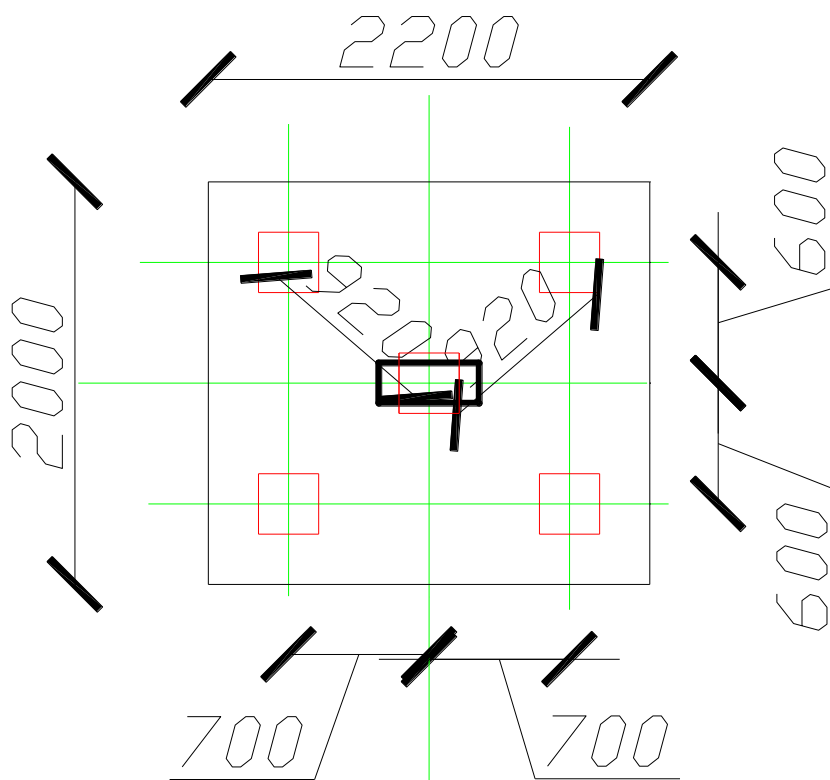
Кількість палів ІЗ10-30 під стіну будинку можна визначити по формулі:

$$F_i \times \gamma_K \quad 1,4 \times 1790,0$$

$$F_i \times \gamma_K \quad 1,4 \times 1790,0$$

$$n = \frac{F_i \times \gamma_K}{F_d} = \frac{1,4 \times 1790,0}{484,6} = 4,94 \text{ св., приймаємо 5 палів.}$$

Конструюємо ростверк:



Ухвалюємо ростверк 2,0*2,2*0,6м.

Власна вага ростверку визначається по формулі:

$$G_{IP} = b \times h \times l_p \times \gamma_b \times \gamma_f,$$

Фактична вага ростверку:

$$G_{0I} = 1,1 \times 2,0 \times 2,2 \times 0,6 \times 24 = 69,6 \text{ кН;}$$

Вага ґрунту на обрізах фундаменту:

$$N_{гpI} = 0 \text{ середня колона}$$

Навантаження на палю :

$$N_{\max} = \frac{N_{0I} + G_{0I} + N_{zpl}}{n} + \frac{(M_{0I} + Q_{0I} + d_n) \cdot y_{\max}}{\sum y_i^2} = \frac{1790 + 69,6}{5} + \frac{17,9 \cdot 0,7}{2 \cdot 0,7 + 2 \cdot 0,6} = 316,6 \text{ кН};$$

Перевіримо виконання умови несучої здатності ґрунту в підставі палі:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{484,6}{1,4} = 346,18 \text{ – умова виконується.}$$

На підставі розрахунків ухвалюємо 3 9,30-8, тому що несуча здатність однієї палі в ростверку забезпечується.

Перевірка пальового фундаменту *по деформаціях* зводиться до розрахунків умовного фундаменту:

$$\varphi_{\text{II mt}} = \sum \frac{\varphi_i \cdot h_i}{h_i}, \quad (3.4)$$

де: φ_{limt} – середнє значення кута внутрішнього тертя;

φ_i – кут внутрішнього тертя і-го шару;

h_i – товщина і-го шару, м.

$$\varphi_{\text{II mt}} = \frac{10 \cdot 9 + 18 \cdot 5,2}{14,2} = 12^\circ 93'';$$

$$d' = h \cdot \text{tg} \frac{\varphi_{\text{II mt}}}{4}, \quad (3.5)$$

де: h – довжина паль без обліку закладення в ростверк;

$$d' = 9,7 \cdot \text{tg} \frac{12^\circ 93''}{4} = 0,6 \text{ м};$$

$$b_{\text{усл}} = 1,4 + 2 \cdot d' = 1,4 + 2 \cdot 0,6 = 2,4 \text{ м};$$

$$l_{\text{усл}} = 1,2 + 2 \cdot d' = 1,4 + 2 \cdot 0,6 = 2,6 \text{ м};$$

$$A_{\text{усл}} = 6,24 \text{ м}^2;$$

Визначимо навантаження на умовний фундамент:

$$P = \frac{N_{0II} + N_{zp} + N_p + N_{ct} + N_{cv}}{A_{\text{усл}}}, \quad (3.6)$$

$$\gamma'_{II} = \frac{19,3 \cdot 9 + 19,7 \cdot 5,2}{14,2} = 19,44 \text{ кН/м}^3;$$

$$N_{ycII} = (A_{yc} (H_{yc} - d_b) - V_{nn} - V_{рост}) \gamma'_{II}$$

$$N_{0II} = 1790 \text{ кН} - \text{корисне навантаження};$$

$$V_{nn} = 0,3 \times 0,3 \times 9 \times 5 = 4,05 \text{ м}^3 \quad V_{рост} = 2,2 \times 2,0 \times 0,6 = 2,64 \text{ м}^3$$

$$N_{ycII} = (6,24 \times (14,2 - 0,95) - 4,05 - 2,64) 19,44 = 1477,2 \text{ кН}$$

$$G_{pII} = 2 \times 2,2 \times 25 \times 0,6 = 66 \text{ кН};$$

$$G_{свII} = 1 \cdot 24 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 9 = 19,44 \text{ кН}; \quad G_{nnII} = 0,3 \times 0,6 \times 24 = 4,32 \text{ кН}$$

Середній тиск по підшві умовного фундаменту

$$P = (1790 + 1477,2 + 66 + 25,92 + 4,32) / 6,24 = 539 \text{ кПа}$$

Розрахунковий опір ґрунту:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}] \quad (3.7)$$

де: k - коефіцієнт, прийнятий 1,1;

$\gamma_{c1} = 1,4; \gamma_{c2} = 1,3$ - коефіцієнти умов роботи;

$\gamma_{II} = 19,7 \text{ кН/м}^3$;

$b = b_{усл} = 2,6 \text{ м}; \quad d = H_{усл} = 14,2 \text{ м}.$

$\varphi = 18^\circ, M_{\gamma} = 0,43, M_q = 2,73, M_c = 5,31$;

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,3}{1,1} [0,43 \cdot 1 \cdot 2,6 \cdot 19,7 + 2,73 \cdot 14,2 \cdot 19,44 + 5,31 \cdot 25] = 1503 \text{ кН};$$

Перевіряємо виконання умов:

$$P \leq R; \quad (3.8)$$

$539 \text{ кПа} \leq 1503 \text{ кПа}$ - умова виконується.

3.4.2. Розрахунки пальового фундаменту в перетині 2-2.

Умови несучої здатності ґрунтів підстави одиночної палі або в складі пальового фундаменту має вигляд:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k} \quad (3.1)$$

де: N - розрахункове навантаження, передана від спорудження на
одиначну палю,

F_d - несуча здатність палі по ґрунту,

γ_K - коефіцієнт надійності, призначуваний залежно від методу
визначення несучої здатності палі по ґрунту.

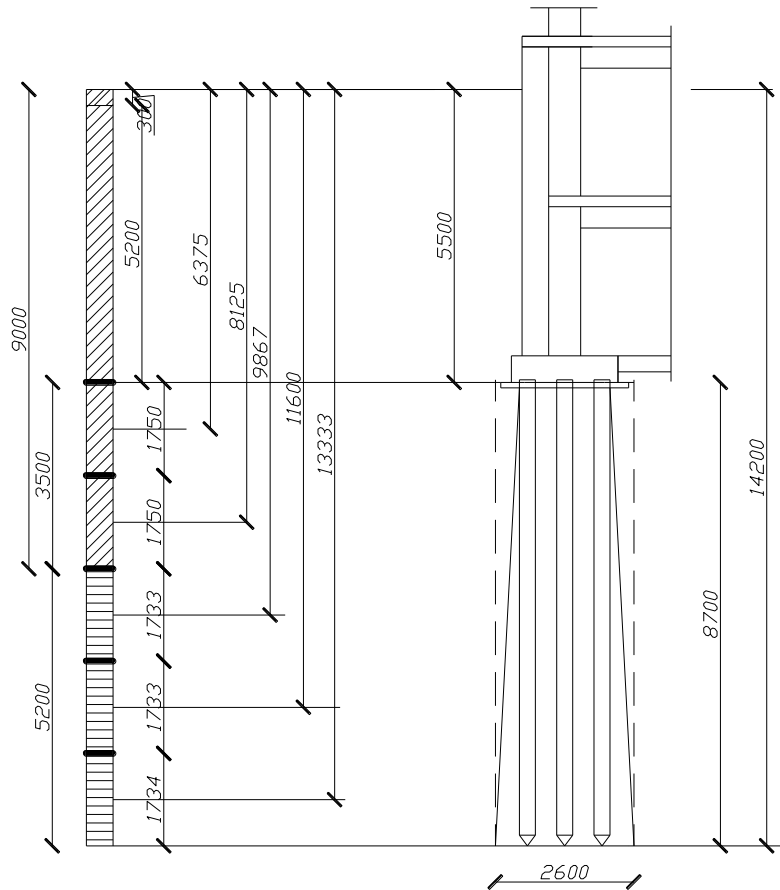


Рис. 3.6 Схема до розрахунків

Підберемо довжину забивної палі й визначимо її несучу здатність по ґрунту. Попередньо ухвалюємо забивну палю типу 39,30-8 по Серія 1.011-10 в.1 довжиною 9 м, перетином 30 x 30 див, паля при цьому буде висячою. Занурення палі буде здійснюватися дизельним молотом. Несуча здатність висячої забивної палі визначається у відповідності зі Сніп 2.02.03-85 як сума сил розрахункових опорів ґрунтів підстав під нижнім кінцем палі й на її бічній поверхні по формулі:

$$F_d = \gamma_C \times (\gamma_{CR} \times R \times A + U \times \sum \gamma_{CF} \times f_i \times h_i), \quad (3.2)$$

де: γ_C - коефіцієнт роботи палі в ґрунті, прийнятий рівним 1,

γ_{CR}, γ_{CF} - коефіцієнти умов роботи відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі, прийняті для забивних паль, що поринають дизельними молотами без лідируючих шпар, рівними 1,

A - площа обпирання палі на ґрунті, прийнята рівної площі поперечного переріза палі. $A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$

U - зовнішній периметр поперечного переріза палі $0,3 \cdot 4 = 1,2 \text{ м}$,

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі.

Розрахунковий опір ґрунту залежить від виду й стану ґрунту й від глибини занурення палі.

$$R = 1590 \text{ [кПа]}$$

f_i - розрахунковий опір i -го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею, кПа.

h_i - товщина i -го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі, м.

Підставляємо отримані значення у формулу й визначаємо несучу здатність палі 39-30 по ґрунту.

$$h_1=1,75\text{м} \quad z_1=6,38\text{м} \quad f_1=25,2\text{кПа}$$

$$h_2=1,75\text{м} \quad z_2=8,13\text{м} \quad f_2=26,1\text{кПа}$$

$$h_3=1,73\text{м} \quad z_3=9,87\text{м} \quad f_3=23,2\text{кПа}$$

$$h_4=1,73\text{м} \quad z_4=11,6\text{м} \quad f_4=24,2\text{кПа}$$

$$h_5=1,74\text{м} \quad z_5=13,33\text{м} \quad f_5=25,5\text{кПа}$$

$$F_d = 1 \times (1 \times 1590 \times 0,09 + 1,2 \times (25,2 \times 1,75 + 26,1 \times 1,75 + 23,2 \times 1,73 + 24,2 \times 1,73 + 25,5(1,73)))$$

$$F_d = 484,6 \text{ кПа}$$

Визначення кількості паль у палювому фундаменті

Розрахункова глибина промерзання ґрунту залежить від теплового режиму будинку, від наявності підвалу, конструкції підлоги й визначається по формулі:

$$df = K_n \times df_n \tag{3.3}$$

Де: df_n - нормативна глибина промерзання ґрунту, $df_n = 1,2 \text{ м}$,

K_n - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму будинку,
прийнятий рівним 0,6;

$$df = 1,6 \times 0,6 = 0,96 \text{ м.}$$

Кількість палів ІЗ10-30 під стіну будинку можна визначити по формулі:

$$n = \frac{F_i \times \gamma_k}{F_d} = \frac{1,4 \times 908}{484,6} = 2,62 \text{ св., приймаємо 5 палів.}$$

Конструюємо ростверк:

Ухвалюємо ростверк 2,0*2,2*0,6м.

Власна вага ростверку визначається по формулі:

$$G_{IP} = b \times h_p \times l_p \times \gamma_b \times \gamma_f,$$

Фактична вага ростверку:

$$G_{OI} = 1,1 \times 2,0 \times 2,2 \times 0,6 \times 24 = 69,6 \text{ кН;}$$

Вага стіни підвалу:

$$G_{OII} = 1,1 \times 2,0 \times 5 \times 0,5 \times 24 = 132 \text{ кН;}$$

Навантаження на палю :

$$N_{\max} = \frac{N_{OI} + G_{OI} + G_{OII}}{n} + \frac{(M_{OI} + Q_{OI} + d_n) \cdot y_{\max}}{\sum y_i^2} = \frac{908 + 69,6 + 132}{5} + \frac{9,08 \cdot 0,7}{2 \cdot 0,7 + 2 \cdot 0,6} = 224,3 \text{ кН;}$$

Перевіримо виконання умови несучої здатності ґрунту в підставі палі:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k} \quad 224,3 \leq \frac{484,6}{1,4} = 346,18 \text{ – умова виконується.}$$

На підставі розрахунків ухвалюємо 3 9,30-8, тому що несуча здатність однієї палі в ростверку забезпечується.

Перевірка пального фундаменту *по деформаціях* зводиться до розрахунків умовного фундаменту:

$$\varphi_{II_{mt}} = \sum \frac{\varphi_i \cdot h_i}{h_i}, \quad (3.4)$$

де: φ_{limt} – середнє значення кута внутрішнього тертя;

φ_i – кут внутрішнього тертя і-го шару;

h_i – товщина i -го шару, м.

$$\varphi_{II mt} = \frac{10 \cdot 9 + 18 \cdot 5.2}{14.2} = 12^\circ 93'';$$

$$d' = h \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi_{II mt}}{4}, \quad (3.5)$$

де: h – довжина паль без обліку закладення в ростверк;

$$d' = 9.7 \cdot \operatorname{tg} \frac{12^\circ 93''}{4} = 0.6 \text{ м};$$

$$b_{\text{усл}} = 1.4 + 2 \cdot d' = 1.2 + 2 \cdot 0.6 = 2.4 \text{ м};$$

$$l_{\text{усл}} = 1.2 + 2 \cdot d' = 1.4 + 2 \cdot 0.6 = 2.6 \text{ м};$$

$$A_{\text{усл}} = 6.24 \text{ м}^2;$$

Визначимо навантаження на умовний фундамент:

$$P = \frac{N_{0II} + N_{zp} + N_p + N_{ct} + N_{cv}}{A_{\text{усл}}}, \quad (3.6)$$

$$\gamma'_{II} = \frac{19.3 \cdot 9 + 19.7 \cdot 5.2}{14.2} = 19.44 \text{ кН/м}^3;$$

$$N_{\text{усл}} = (A_{\text{усл}} (N_{\text{усл}} - d_{\text{в}}) - V_{\text{пн}} - V_{\text{рост}}) \gamma'_{II}$$

$$N_{0II} = 908 \text{ кН} - \text{корисне навантаження};$$

$$V_{\text{пн}} = 0.3 \times 0.3 \times 9 \times 5 = 4.05 \text{ м}^3 \quad V_{\text{рост}} = 2.2 \times 2.0 \times 0.6 = 2.64 \text{ м}^3$$

$$N_{\text{усл}} = (6.24 \times (14.2 - 0.95) - 4.05 - 2.64) 19.44 = 1477.2 \text{ кН}$$

$$G_{\text{рII}} = 2 \times 2.2 \times 25 \times 0.6 = 66 \text{ кН}; \quad G_{0II} = 1.1 \cdot 2.0 \cdot 5 \cdot 0.5 \cdot 24 = 132 \text{ кН};$$

$$G_{\text{свII}} = 1 \cdot 24 \cdot 0.3 \cdot 0.3 \cdot 9 = 19.44 \text{ кН}; \quad G_{\text{нII}} = 0.3 \times 0.6 \times 24 = 4.32 \text{ кН}$$

Середній тиск по підшві умовного фундаменту

$$P = (908 + 1477.2 + 66 + 132 + 4.32) / 6.24 = 417 \text{ кПа}$$

Розрахунковий опір ґрунту:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II} \right] \quad (3.7)$$

де: k - коефіцієнт, прийнятий 1,1;

$\gamma_{c1} = 1.4; \gamma_{c2} = 1.3$ - коефіцієнти умов роботи;

$\gamma_{II} = 19.7 \text{ кН/м}^3$;

$$b = b_{\text{усл}} = 2,6 \text{ м}; \quad d = H_{\text{усл}} = 14,2 \text{ м.}$$

$$\varphi = 18^\circ, M_\gamma = 0,43, M_q = 2,73, M_c = 5,31 ;$$

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,3}{1,1} [0,43 \cdot 1 \cdot 2,6 \cdot 19,7 + 2,73 \cdot 14,2 \cdot 19,44 + 5,31 \cdot 25] = 1503 \text{ кПа}; ;$$

Перевіряємо виконання умов:

$$P \leq R ; \tag{3.8}$$

$417 \text{ кПа} \leq 1503 \text{ кПа}$ - умова виконується.

3.4.3. Розрахунки пальового фундаменту в перетині 3-3.

Умови несучої здатності ґрунтів підстави одиночної палі або в складі пальового фундаменту має вигляд:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k} \tag{3.1}$$

де: N - розрахункове навантаження, передана від спорудження на одиночну палю,

F_d - несуча здатність палі по ґрунту,

γ_k - коефіцієнт надійності, призначуваний залежно від методу визначення несучої здатності палі по ґрунту.

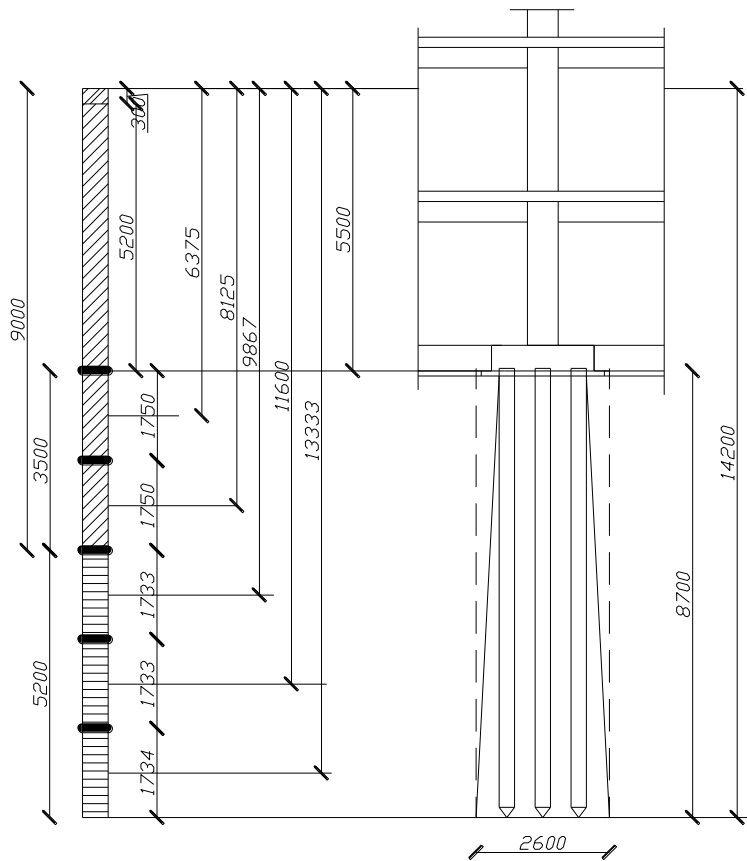


Рис. 3.6 Схема до розрахунків

Підберемо довжину забивної палі й визначимо її несучу здатність по ґрунту. Попередньо ухвалюємо забивну палю типу 39,30-8 по Серія 1.011-10 в.1 довжиною 9 м, перетином 30 x 30 див, паля при цьому буде висячою. Занурення палі буде здійснюватися дизельним молотом. Несуча здатність висячої забивної палі визначається у відповідності зі Сніп 2.02.03-85 як сума сил розрахункових опорів ґрунтів підстав під нижнім кінцем палі й на її бічній поверхні по формулі:

$$F_d = \gamma_C \times (\gamma_{CR} \times R \times A + U \times \sum \gamma_{CF} \times f_i \times h_i), \quad (3.2)$$

де: γ_C - коефіцієнт роботи палі в ґрунті, прийнятий рівним 1,

γ_{CR} , γ_{CF} - коефіцієнти умов роботи відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі, прийняті для забивних паль, що поринають дизельними молотами без лідируючих шпар, рівними 1,

A - площа обпирання палі на ґрунті, прийнята рівної площі поперечного переріза палі. $A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$

U - зовнішній периметр поперечного переріза палі $0,3 \cdot 4 = 1,2 \text{ м}$,

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі.

Розрахунковий опір ґрунту залежить від виду й стану ґрунту й від глибини занурення палі.

$$R = 1590 \text{ [кПа]}$$

f_i - розрахунковий опір i -го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею, кПа.

h_i - товщина i -го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі, м.

Підставляємо отримані значення у формулу й визначаємо несучу здатність палі 39-30 по ґрунту.

$$h_1=1,75\text{м} \qquad z_1=6,38\text{м} \qquad f_1=25,2\text{кПа}$$

$$h_2=1,75\text{м} \qquad z_2=8,13\text{м} \qquad f_2=26,1\text{кПа}$$

$$h_3=1,73\text{м} \qquad z_3=9,87\text{м} \qquad f_3=23,2\text{кПа}$$

$$h_4=1,73\text{м} \qquad z_4=11,6\text{м} \qquad f_4=24,2\text{кПа}$$

$$h_5=1,74\text{м} \qquad z_5=13,33\text{м} \qquad f_5=25,5\text{кПа}$$

$$F_d = 1 \times (1 \times 1590 \times 0,09 + 1,2 \times (25,2 \times 1,75 + 26,1 \times 1,75 + 23,2 \times 1,73 + 24,2 \times 1,73 + 25,5(1,73)))$$

$$F_d = 484,6 \text{ кПа}$$

Визначення кількості палей у палевому фундаменті

Розрахункова глибина промерзання ґрунту залежить від теплового режиму будинку, від наявності підвалу, конструкції підлоги й визначається по формулі:

$$df = K_n \times df_n$$

(3.3)

Де: df_n - нормативна глибина промерзання ґрунту, $df_n = 1,2$ м,

K_n - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму будинку, прийнятий рівним 0,6;

$$df = 1,2 \times 0,6 = 0,72 \text{ м.}$$

Кількість палей ІЗ10-30 під стіну будинку можна визначити по формулі:

$$F_i \times \gamma_k \quad 1,4 \times 908$$

$$n = \frac{F_d}{484,6} = 2,62 \text{ св.}, \text{ приймаємо } 5 \text{ палів.}$$

Конструюємо ростверк:

Ухвалюємо ростверк 2,0*2,2*0,6м.

Власна вага ростверку визначається по формулі:

$$G_{IP} = b \times h_p \times l_p \times \gamma_b \times \gamma_f,$$

Фактична вага ростверку:

$$G_{OI} = 1,1 \times 2,0 \times 2,2 \times 0,6 \times 24 = 69,6 \text{ кН};$$

Вага стіни підвалу:

$$G_{OII} = 1,1 \times 2,2 \times 5 \times 0,5 \times 24 = 145,2 \text{ кН};$$

Навантаження на палю :

$$N_{\max} = \frac{N_{OI} + G_{OI} + G_{OII}}{n} + \frac{(M_{OI} + Q_{OI} + d_n) \cdot y_{\max}}{\sum y_i^2} = \frac{808,6 + 69,6 + 145,2}{5} + \frac{8,86 \cdot 0,7}{2 \cdot 0,7 + 2 \cdot 0,6} = 207 \text{ кН};$$

Перевіримо виконання умови несучої здатності ґрунту в підставі палі:

$$F_d \quad 484,6$$

$$N \leq \frac{207}{\gamma_k} = 346,18 \text{ – умова виконується.}$$

$$\gamma_k \quad 1,4$$

На підставі розрахунків ухвалюємо 3 9,30-8, тому що несуча здатність однієї палі в ростверку забезпечується.

Перевірка пальового фундаменту *по деформаціях* зводиться до розрахунків умовного фундаменту:

$$\varphi_{II mt} = \sum \frac{\varphi_i \cdot h_i}{h_i}, \quad (3.4)$$

де: $\varphi_{II mt}$ – середнє значення кута внутрішнього тертя;

φ_i – кут внутрішнього тертя i -го шару;

h_i – товщина i -го шару, м.

$$\varphi_{II mt} = \frac{10 \cdot 9 + 18 \cdot 5,2}{14,2} = 12^\circ 93'';$$

$$d' = h \cdot \text{tg} \frac{\varphi_{II mt}}{4}, \quad (3.5)$$

де: h – довжина паль без обліку закладення в ростверк;

$$d' = 9,7 \cdot \operatorname{tg} \frac{12^\circ 93''}{4} = 0,6 \text{ м};$$

$$b_{\text{усл}} = 1,4 + 2 \cdot d' = 1,2 + 2 \cdot 0,6 = 2,4 \text{ м};$$

$$l_{\text{усл}} = 1,2 + 2 \cdot d' = 1,4 + 2 \cdot 0,6 = 2,6 \text{ м};$$

$$A_{\text{усл}} = 6,24 \text{ м}^2;$$

Визначимо навантаження на умовний фундамент:

$$P = \frac{N_{0\Pi} + N_{\text{зр}} + N_p + N_{\text{ст}} + N_{\text{св}}}{A_{\text{усл}}}, \quad (3.6)$$

$$\gamma'_{\Pi} = \frac{19,3 \cdot 9 + 19,7 \cdot 5,2}{14,2} = 19,44 \text{ кН/м}^3;$$

$$N_{\text{усл}} = (A_{\text{усл}} (N_{\text{усл}} - d_{\text{в}}) - V_{\text{пн}} - V_{\text{рост}}) \gamma'_{\Pi}$$

$$N_{0\Pi} = 908 \text{ кН} - \text{корисне навантаження};$$

$$V_{\text{пн}} = 0,3 \times 0,3 \times 9 \times 5 = 4,05 \text{ м}^3$$

$$V_{\text{рост}} = 2,2 \times 2,0 \times 0,6 = 2,64 \text{ м}^3$$

$$N_{\text{усл}} = (6,24 \times (14,2 - 0,95) - 4,05 - 2,64) 19,44 = 1477,2 \text{ кН}$$

$$G_{\text{рл}} = 2 \times 2,2 \times 25 \times 0,6 = 66 \text{ кН}; \quad G_{0\Pi} = 1,1 \cdot 2,2 \cdot 5 \cdot 0,5 \cdot 24 = 145,2 \text{ кН};$$

$$G_{\text{св\Pi}} = 1 \cdot 24 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 9 = 19,44 \text{ кН}; \quad G_{\text{пн}} = 0,3 \times 0,6 \times 24 = 4,32 \text{ кН}$$

Середній тиск по підшві умовного фундаменту

$$P = (808,6 + 1477,2 + 66 + 145,2 + 4,32) / 6,24 = 401 \text{ кПа}$$

Розрахунковий опір ґрунту:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{\Pi} + M_q \cdot d \cdot \gamma'_{\Pi} + M_c \cdot c_{\Pi} \right] \quad (3.7)$$

де: k - коефіцієнт, прийнятий 1,1;

$\gamma_{c1} = 1,4$; $\gamma_{c2} = 1,3$ - коефіцієнти умов роботи;

$$\gamma_{\Pi} = 19,7 \text{ кН/м}^3;$$

$$b = b_{\text{усл}} = 2,6 \text{ м}; \quad d = H_{\text{усл}} = 14,2 \text{ м}.$$

$$\varphi = 18^\circ, M_{\gamma} = 0,43, M_q = 2,73, M_c = 5,31 ;$$

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,3}{1,1} \left[0,43 \cdot 1 \cdot 2,6 \cdot 19,7 + 2,73 \cdot 14,2 \cdot 19,44 + 5,31 \cdot 25 \right] = 1503 \text{ кПа}; ;$$

Перевіряємо виконання умов:

$$P \leq R ; \quad (3.8)$$

$401 \text{ кПа} \leq 1503 \text{ кПа}$ - умова виконується.

3.5.1. Розрахунки опаді пального фундаменту в перетині 1-1

В основу методу пошарового підсумовування покладені наступні допущення:

грунт у підставі являє собою суцільне, ізотропне, лінійно-деформоване тіло; осідання обумовлене дією тільки напруги σ_{zr} , інші п'ять компонентів напруг не враховуються;

бічне розширення ґрунту в підставі неможливо;

напруга σ_{zr} визначається під центром підшви фундаменту;

при визначенні напруги σ_{zr} відмінністю в стискальності ґрунтів окремих шарів зневажають;

фундаменти не мають твердість;

деформації розглядаються тільки в межах товщі, що знімається, потужністю H_c ,

значення коефіцієнта β ухвалюється рівним 0,8 незалежно від характеру ґрунту.

Гідністю методу пошарового підсумовування є його універсальність і ясність оцінки роботи ґрунту підстави. Однак при використанні цього методу слід пам'ятати про допущення, прийняті при його побудові.

При розрахунках опаді фундаменту методом пошарового підсумовування спочатку знаходять додатковий середній тиск розподілене по підшві фундаменту :

$$p_0 = p_{ii} - \sigma_{zq,0} = p_{ii} - d_n * \gamma_{II} ; (5.1)$$

де p_{ii} - середній тиск по підшві фундаменту від навантажень, що враховуються при розрахунках по деформаціях;

$\sigma_{zq,0}$ - природна напруга на рівні підшви фундаменту;

γ_{II} - питома вага ґрунту в межах глибин закладення фундаменту від природного рельєфу.

Знаючи p_0 , визначають напруги σ_{zr} на різних глибинах під центром площі загруження й будують епюру σ_{zr} . Величина σ_{zr} із глибиною убиває, тому при

розрахунках доцільно обмежуватися товщею, нижче якої деформації ґрунтів зневажливо малі. Норми рекомендують для звичайних ґрунтів ухвалювати стисливу товщу H_c до глибини, на якій напруга σ_{zp}' не перевищує 20 % природної напруги, т. е:

$$\sigma_{zp}' \leq 0,2 * \sigma_{zq}', \quad (5.2)$$

де - σ_{zq}' природна вертикальна напруга на глибині H_c .

З метою перевірки будують епюру $\sigma_{zq,0}$ у тому ж масштабі.

Знайшовши значення $\sigma_{zq,0}$ у межах стисливої товщі, останню розбивають на шари стосовно до нашарування ґрунтів. При великій товщині окремих шарів їх ділять на шари товщиною h_i не більш $0,4b$ (де b - ширина подошви фундаменту). Знаючи середній тиск $\sigma_{zp,i}$ у кожному шарі стисливої товщі, знаходять опади фундаменту s у вигляді суми осад поверхонь окремих шарів:

$$s = \beta * \Sigma (h_i * \sigma_{zp,i} / E_{0i}), \quad (5.3)$$

де n - число шарів ґрунту в межах стисливої товщі;

h_i - товщина i -го шару ґрунту;

β - коефіцієнт, що залежить від коефіцієнта бічного розширення ґрунту ν ;

E_{0i} - модуль деформації ґрунту i -го шару.

Внаслідок складності залежності ν від напруженого стану й характеру ґрунту норми рекомендують ухвалювати $\beta = 0,8$ для всіх ґрунтів.

Розрахунки:

строим епюру від власної ваги ґрунту (див. табл. побудова σ_{zq}) по формулі:

$$\sigma_{zq} = \Sigma h_i * \gamma_i;$$

визначимо товщину елементарного шару з урахуванням табличних значень співвідношення сторін подошви фундаменту (умовного), тобто

$$z = \frac{\zeta * b}{2} = \frac{0,4 * 2,4}{2} = 0,48 \text{ м};$$

- знаходять додатковий середній тиск розподілене по подошві фундаменту: $p_0 = p_i - \sigma_{zq,0} = p_i - dn * \gamma_{II}$;

$$p_0 = p_{ii} - \sigma_{zq,0} = p_{ii} - dn * \gamma_{II} = 539 - 275.15 = 263.85 \text{ кпа};$$

- напруга σ_{zp} на глибині z нижче подошви фундаменту: $\sigma_{zp} = \alpha * P_0$

де α - коефіцієнт, прийнятий по табл.6.2 [Далматов Б.І. Механіка ґрунтів, підстав і фундаментів, стор.109] залежно від форми підошви фундаменту, співвідношення сторін прямокутного фундаменту й відносної глибини, знаходять опади фундаменту s у вигляді суми осад поверхонь окремих шарів:

$$s = \beta * \sum_1^n \frac{h_i * \sigma_{zp,i}}{E_{0,i}}, \quad (5.3)$$

де n - число шарів ґрунту в межах стисливої товщі;

h_i - товщина i -го шару ґрунту;

β - коефіцієнт, що залежить від коефіцієнта бічного розширення ґрунту ν , $\beta=0,8$;

E_{0i} - модуль деформації ґрунту i -го шару.

Подальші обчислення затягаємо в таблицю 3.2.

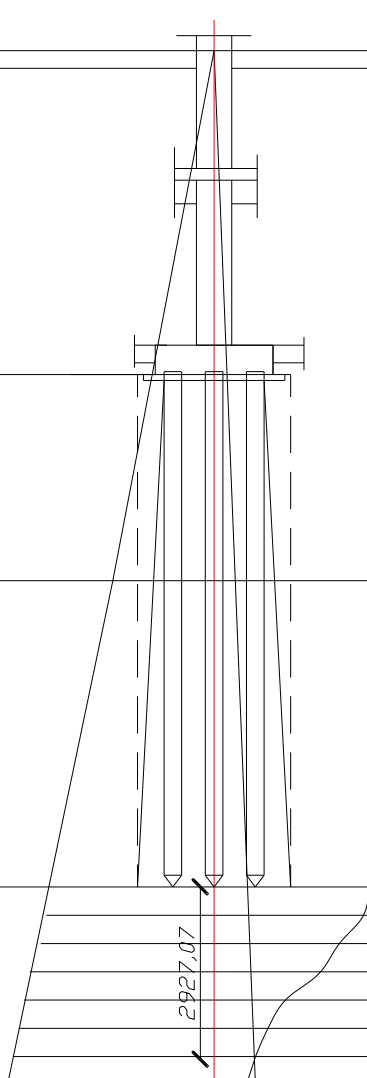
$$S = \frac{0.8 * 0.48}{13309} * (258.83 + 233.24 + 196.83 + 151.05 + 106.2 + 80.73 + 62.53) = 0.0214 \text{ м} = 2,14 \text{ см}$$

$$s = 0,0214 \text{ м} = 2,14 \text{ див.}$$

По додаткові 4 СНиП 2.02.01.-83 максимальна деформація для даного типу будинку $S_{пр} = 8$ див.

Умова $S_{расч} < S_{пр}$ виконується.

Таблиця 3.3

		z	Z	α	σ_{zpi}	σ_{zpcp}	σ_{zq} 4.8	$0.2\sigma_{zq}$ 0.96	S
суглинок $h=8.7\text{м}$ $\gamma=19.3\text{кН/м}^3$ $\gamma_s=27.1\text{кН/м}^3$ $E_0=7886\text{кПа}$									
глина $\gamma=19.7\text{кН/м}^3$ $\gamma_s=27.3\text{кН/м}^3$ $E_0=13309\text{кПа}$							172.71	34.54	
		0	0	1	263.85		275.15	55.03	
		0.4	0.48	0.962	253.82	258.83	284.6	56.92	0.0074
		0.8	0.96	0.806	212.66	233.24	294.06	58.81	0.0067
		1.2	1.44	0.686	181.0	196.83	312.97	62.59	0.0057
		1.6	1.92	0.459	121.11	151.05	322.43	64.49	0.0043
		2.0	2.4	0.346	91.29	106.2	331.89	66.38	0.0031
		2.4	2.88	0.266	70.18	80.73	341.34	68.27	0.0023
		2.8	3.36	0.208	54.88	62.53	350.8	70.16	0.0018

3.5.2. Розрахунки опади пального фундаменту в перетині 2-2.

Розрахунки:

Строим епюру від власної ваги ґрунту (див. табл. побудова σ_{zq}) по формулі:

$$\sigma_{zq} = \sum h_i \cdot \gamma_i;$$

визначимо товщину елементарного шару з урахуванням табличних значень співвідношення сторін підшови фундаменту (умовного), тобто

$$z = \frac{\zeta \cdot b}{2} = \frac{0,4 \cdot 2,4}{2} = 0,48\text{м};$$

- знаходять додатковий середній тиск розподілене по підшові фундаменту: $p_0 = p_i - \sigma_{zq}$, $p_{0,0} = p_i - \gamma_{II} \cdot d_n$;

$$p_0 = p_{ii} - \sigma_{zq,0} = p_{ii} - d_n * \gamma_{II} = 417 - 275.15 = 141.85 \text{ кПа};$$

• напруга σ_{zp} на глибині z нижче підшви фундаменту: $\sigma_{zp} = \alpha * P_0$
де α - коефіцієнт, прийнятий по табл.6.2 [Далматов Б.І. Механіка ґрунтів, підстав і фундаментів, стор.109] залежно від форми підшви фундаменту, співвідношення сторін прямокутного фундаменту й відносної глибини, знаходять опади фундаменту s у вигляді суми осад поверхонь окремих шарів:

$$s = \beta * \sum_1^n \frac{h_i * \sigma_{zp,i}}{E_{0,i}}, \quad (5.3)$$

де n - число шарів ґрунту в межах стисливої товщі;

h_i - товщина i -го шару ґрунту;

β - коефіцієнт, що залежить від коефіцієнта бічного розширення ґрунту ν , $\beta = 0,8$;

$E_{0,i}$ - модуль деформації ґрунту i -го шару.

Подальші обчислення затягаємо в таблицю 3.3.

$$S = \frac{0.8 * 0.48}{13309} * (139.01 + 124.82 + 105.11 + 80.35 + 55.81 + 42.06) = 0.0079 \text{ м} = 0.79 \text{ см}$$

$$s = 0,0079 \text{ м} = 0,79 \text{ див.}$$

По додаткові 4 СНиП 2.02.01.-83 максимальна деформація для даного типу будинку $S_{пр} = 8$ див.

Умова $S_{расч} < S_{пр}$ виконується.

Таблиця 3.4

		$\gamma_{\text{ср}}$	Z	α	σ_{zpi}	σ_{zpcp}	σ_{zq} 4.8	$0,2\sigma_{zq}$ 0.96	S
суглинок $h=8,7\text{м}$ $\gamma=19,3\text{кН/м}^3$ $\gamma_s=27,1\text{кН/м}^3$ $E_0=7886\text{кПа}$									
								172.71	34.54
Глина $\gamma=19,7\text{кН/м}^3$ $\gamma_s=27,3\text{кН/м}^3$ $E_0=13309\text{кПа}$		0	0	1	141.85		275.15	55.03	
		0.4	0.48	0.960	136.17	139.01	284.6	56.92	0.002
		0.8	0.96	0.800	113.48	124.82	294.06	58.81	0.0018
		1.2	1.44	0.682	96.74	105.11	312.97	62.59	0.0015
		1.6	1.92	0.449	63.69	80.35	322.43	64.49	0.0012
		2.0	2.4	0.336	47.66	55.81	331.89	66.38	0.0008
		2.4	2.88	0.257	36.45	42.06	341.34	68.27	0.0006

3.5.3. Розрахунки опаді пальового фундаменту в перетині 3-3.

Розрахунки:

Строим ешору від власної ваги ґрунту (див. табл. побудова σ_{zq}) по формулі:

$$\sigma_{zq} = \sum h_i \cdot \gamma_i;$$

визначимо товщину елементарного шару з урахуванням табличних значень співвідношення сторін підшови фундаменту (умовного), тобто

$$z = \frac{\zeta \cdot b}{2} = \frac{0,4 \cdot 2,4}{2} = 0,48\text{м};$$

- знаходять додатковий середній тиск розподілене по підшві фундаменту: $p_0 = p_i - \sigma_{zq, 0} = p_i - \gamma_{II} \cdot z$;

$$p_0 = p_{ii} - \sigma_{zq,0} = p_{ii} - d_n * \gamma_{II} = 401 - 275.15 = 125.85 \text{ кПа};$$

- напруга σ_{zp} на глибині z нижче підшви фундаменту: $\sigma_{zp} = \alpha * P_0$

де α - коефіцієнт, прийнятий по табл.6.2 [Далматов Б.І. Механіка ґрунтів, підстав і фундаментів, стор.109] залежно від форми підшви фундаменту, співвідношення сторін прямокутного фундаменту й відносної глибини, знаходять опади фундаменту s у вигляді суми осад поверхонь окремих шарів:

$$s = \beta * \sum_1^n \frac{h_i * \sigma_{zp,i}}{E_{0,i}}, \quad (5.3)$$

де n - число шарів ґрунту в межах стисливої товщі;

h_i - товщина i -го шару ґрунту;

β - коефіцієнт, що залежить від коефіцієнта бічного розширення ґрунту ν ,

$\beta = 0,8$;

$E_{0,i}$ - модуль деформації ґрунту i -го шару.

Подальші обчислення затягаємо в таблицю 3.3.

$$S = \frac{0.8 * 0.48}{13309} * (123.34 + 110.75 + 93.26 + 71.17 + 49.4 + 37.31) = 0.007 \text{ м} = 0.7 \text{ см}$$

$$s = 0,007 \text{ м} = 0,7 \text{ див.}$$

По додаткові 4 СНиП 2.02.01.-83 максимальна деформація для даного типу будинку $S_{пр} = 8$ див.

Умова $S_{расч} < S_{пр}$ виконується.

Таблица 3.5

		ξ	Z	α	$\bar{\sigma}_{zpi}$	$\bar{\sigma}_{zpcp}$	$\bar{\sigma}_{zq}$	$0.2\bar{\sigma}_{zq}$	S
<p>Суглинок $h=8.7m$ $\gamma=19.3кН/м^3$ $\gamma_s=27.1кН/м^3$ $E_0=7886кПа$</p>							4.8	0.96	
							172.71	34.54	
<p>Глина $\gamma=19.7кН/м^3$ $\gamma_s=27.3кН/м^3$ $E_0=13309кПа$</p>		0	0	1	125.85		275.15	55.03	
		0.4	0.48	0.960	120.82	123.34	284.6	56.92	0.0018
		0.8	0.96	0.800	100.68	110.75	294.06	58.81	0.0016
		1.2	1.44	0.682	85.83	93.26	312.97	62.59	0.0013
		1.6	1.92	0.449	56.51	71.17	322.43	64.49	0.0010
		2.0	2.4	0.336	42.28	49.4	331.89	66.38	0.0007
		2.4	2.88	0.257	32.34	37.31	341.34	68.27	0.0005

4.1. Відомість обсягів робіт

Будівля-інтернат є прямокутною в плані. Габаритні розміри в плані 18.000×61.200м (в осях). Висота поверху автостоянки і складських приміщень 3.000 м. Висота першого поверху 4.200 м. Висоти інших поверхів прийняті 3.300 м. За умовну відмітку 0.000 м прийнятий рівень підлоги першого поверху.

Таблиця 4.1

Відомість обсягів робіт		
№ п/п	Найменування	Значення
1.	Зрізання рослинного шару бульдозером 150 мм, 100 м3	1,95
2.	Розробка ґрунту екскаватором, 100 м3	39
3.	Розробка ґрунту вручну, 100 м3	0,43
4.	Зворотна засипка котлована бульдозером, 100 м3	5,52
5.	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками, 100м3	5,52
6.	Перевозка ґрунту до 5 км, м3	3348
7.	Занурення залізобетонних паль (9*0,3*0,3 м) , шт/м3	324/262
8.	Улаштування монолітних фундаментів, м3	247,22
9.	Улаштування мон. підпорних стін та стін підвалу, м3	27,80
10.	Горизонтальна гідроізоляція підпорних стін та стін підвалу, 100 м2	1,47
11.	Встановлення з/б перемичок масою 0,3 т, шт	460,00
12.	Улаштування зовнішніх стін м2: - пінобетонні блоки товщиною 200 мм; - пінополістирол ПСБс-5 120мм; - кладка з лицевої цегли 120мм	9320
13.	Улаштування перегородок із пінобетонних блоків товщиною 200 мм, 100м2	2,40
14.	Улаштування монолітних колон, м3	113,2
15.	Улаштування безбалкового монолітного перекриття, м3	1481,88
16.	Встановлення віконних блоків REHAU (2*2 м), шт	93
17.	Встановлення дверних блоків REHAU в двірні отвори площею до 3 м ² , шт	106

18.	Улаштування 3-х шарової рулонної покрівлі (Лінокром) з улаштуванням стяжки (30 мм), гідроізол., пароізоляції (поліпропілен) та утеплювача (пінополіурітан), 100 м2	11,92
19.	Улаштування покриття купола з оцинкованого листового металу, з утеплювачем та пароізоляцією по металевому каркасу, м2	200,50
20.	Улаштування цементно-пісчаної стяжки під підлогу, 100м2	12,44
21.	Улаштування покриття з лінолеума, 100м2	12,44
22.	Улаштування покриття із керамічних плиток, 100м2	2,56
23.	Водоемульсійне фарбування внутрішніх поверхонь, 100м2	22,45
24.	Покращена штукатурка внутрішніх поверхонь 100м2	26,20
25.	Наклеювання шпалер, 100м2	38,20
26.	Покращене фарбування внутрішніх поверхонь, 100м2	3,05
27.	Штукатурка фасадів високоякісною штукатуркою, 100м2	22,20
28.	Сантехнічні роботи	3%
29.	Електротехнічні роботи	3%
30.	Благоустрій території	1%
31.	Підготовка до здачі	5 дн

4.2 Відомість потреб в матеріалах

Таблиця 4.2

№	Табл. РЕКН	Назва елемента	Вимірник	Кількість	Назва потрібних матеріалів	Одиниці виміру	Норма витрат	Загальна потреба
1	Е6-1-3	Монолітний ростверк	100 м ³	4,22	Щити опалубки	м ²	55	232,1
					Рогожа	м ²	123	519,06
					Вапно	т	0,025	0,106
					Дошки	м ³	0,59	2,49
2	Е8-4-5	Вертикальна гідроізоляція	100 м ²	4,53	Бітум	т	0,016	0,072
					Керосин	т	0,024	0,109
					Мастика	т	0,44	1,99
3	Е7-1-2	Фундаментні блоки	100 шт	0,96	Збірна з/б конструкція	шт	100	96
4	Е7-1-16	Фундаментні балки	100 шт	0,47	Збірна з/б конструкція	шт	100	47
					Дошки	м ³	0,065	0,03
					Щити опалубки	м ²	11,03	5,18
					Розчин	м ³	0,52	0,24

5	Е6-14-3	Монолітна колона	100 м ³	2,386	Щити опалубки Вапно Дошки	м ² т м ³	55 0,05 0,72	131,23 0,119 1,72
6	Е6-25-1	Монолітна сходова клітина	100 м ³	0,146	Щити опалубки Вапно Дошки	м ² т м ³	94 0,03 0,93	13,72 0,004 0,136
7	Е6-18-3	Монолітна балка рампи	100 м ³	0,092	Щити опалубки Вапно Дошки Електроди	м ² т м ³ т	74,8 0,057 0,14 0,082	6,88 0,005 0,013 0,008
8	Е6-22-3	Монолітне перекриття	100 м ³	24,45	Щити опалубки Ізвесть Дошки Електроди	м ² т м ³ т	52,6 0,043 2,16 0,035	1286,1 1,051 52,81 0,856
9	Е6-22-1	Монолітне покриття	100 м ³	7,05	Щити опалубки Вапно Дошки Електроди	м ² т м ³ т	86,1 0,086 3,14 0,041	607,01 0,61 22,14 0,289
10	Е11-2-9	Бетонна підготовка	м ³	291	Мастика Дошки Пісок	т м ³ м ³	0,002 0,001 0,31	0,582 0,291 90,21
11	Е8-6-1	Стіни з газобетонних блоків	100 м ²	20,566	Розчин Газобетонні блоки	м ³ 100 шт	0,24 1	4,94 137,1
12	Е26-30-1	Теплоізоляція стін	100 м ²	4,608	Бітум Брус Теплоізоляційний матеріал	т м ³ м ²	0,12 0,05 100	0,553 0,23 460,8
13	Е8-7-2	Гіпсокартонні перегородки	100 м ²	0,627	Арматура Розчин Перегородки гіпсокартонні	т м ³ м ²	0,06 0,83 100	0,038 0,52 62,7
14	Е12-22-1	Цементно-піщана стяжка	100 м ²	107,47	Рубероїд Розчин	м ² м ³	4,4 1,53	472,87 164,43
15	Е12-20-1	Пароізоляція	100 м ²	48,51	Пароізоляційна плівка Керосин	100 м ² т	1 0,06	48,51 2,91
16	Е12-18-1	Теплоізоляція	100 м ²	48,51	Мастика Керосин Теплоізоляційні плити	т т 100 м ²	0,201 0,058 1	9,75 2,81 48,51
17		Мастика	100 м ²	48,51	Мастика	т	1	8,12
18		Рулонний матеріал Кромел	100 м ²	48,51	Рулонний матеріал Кромел	100 м ²	1	48,51

19	E12-20-1	Гідроізоляція	100 м ²	58,964	Гідроізоляційна плівка Керосин	100 м ² т	1 0,06	58,964 3,54
20	E11-19-1	Покриття паркінгу	100 м ²	58,964	Бітум Брус Суміш асфальтобетонна	т м ³ т	0,05 0,01 6,1	2,95 0,59 359,68
21	E11-27-4	Плиточне покриття	100 м ²	6,9	Мастика Розчин Плитка	т м ³ м ²	0,133 1,3 100	0,918 8,97 690
22	E11-17-2	Покриття „террацо”	100 м ²	2,21	Опилки деревини Розчин з мраморною крошкою	м ³ м ³	3,06 2,04	6,76 4,51
23	E11-36-1	Полівінілхло- ридний лінолеум	100 м ²	3,75	Ветошь Клей Лінолеум	кг т м ²	0,5 0,05 100	1,875 0,188 375
24	E15-202-4	Суцільне заскління	100 м ²	22,14	Ветошь Резинові прокладки Металеві профілі Скло	кг кг т м ²	0,2 29 1,02 100	4,43 642,06 22,58 2214
25	E9-54-2	Металеві сходові клітини	шт	2	Металева сходова клітина	т	2,45	4,9
26	E9-54-4	Металеві відбійники і шлакбауми	шт	232	Відбійники Шлакбауми	т т	0,009 0,08	2,052 0,32
27	E15-51-1	Оштукатурення внутрішніх поверхностей	100 м ²	12,36	Розчин	м ³	1,89	23,36
28	E13-26-1	Олійне фарбування	100 м ²	9,7	Фарба Ветошь	т кг	0,054 0,05	0,524 0,485
29	E15-251-3	Сайдінг	100 м ²	4,608	Сайдінг Металевий профіль	м ² т	100 0,042	460,8 0,194
30	E15-16-1	Підвісна стеля	100 м ²	6,9	Підвісна стеля Металевий профіль	м ² т	100 0,052	690 0,359
31	E11-14-3	Відмостка	100 м ²	2,96	Дошки Розчин	м ³ м ³	0,15 26,7	0,444 79,03
32	E15-201-1	Віконні та дверні отвори	100 м ²	0,644	Ветошь Оліфа Скло	кг т м ²	0,2 0,066 100	0,129 0,043 64,4

4.3 Зведена відомість потреби в матеріалах

Таблиця 4.3

№	Назва матеріалу	Одиниця виміру	Кількість
1	Дрібнощитова опалубка	м ²	2282,22
2	Рогожа	м ²	519,06
3	Вапно	т	1,895
4	Дошки	м ³	80,074
5	Бітум	т	3,678
6	Керосин	т	6,714
7	Мастика	т	23,174
8	Фундаментні блоки	шт	96
9	Фундаментні балки	шт	47
10	Розчин	м ³	116,82
11	Електроди	т	1,153
12	Пісок	м ³	90,21
13	Газобетонні блоки	100 шт	137,1
14	Брус	м ³	0,82
15	Теплоізоляційний матеріал	м ²	5312,62
16	Арматура	т	0,038
17	Гіпсокартонні перегородки	м ²	62,7
18	Рубероїд	м ²	472,87
19	Пароізоляційна плівка	м ²	4851
20	Рулонний матеріал Кромел	м ²	4851
21	Гідроізоляційна плівка	м ²	4851
22	Суміш асфальтобетонна	м ³	359,68
23	Плитка	м ²	690
24	Опилки дерев`яні	м ³	6,76
25	Розчин з мраморною крошкою	м ³	4,51
26	Ветошь	кг	2,489
27	Клей	т	0,188
28	Лінолеум	м ²	375
29	Резинові прокладки	кг	642,06
30	Металеві профілі	т	23,133
31	Скло	м ²	2214
32	Металева сходові клітина	т	2
33	Відбійник	т	28

34	Шлакбаум	т	4
35	Фарба	т	0,524
36	Сайдінг	м ²	460,8
37	Підвісна стеля	м ²	690
38	Оліфа	т	0,043

4.4 Порівняння варіантів механізації робіт

4.4.1 Визначення потрібних технічних параметрів монтажних кранів

Вибір типу крану для використання при зведенні будівлі-інтернату вибираємо в залежності від конфігурації та розмірів будівлі (розміри будівлі в плані і по висоті, вага основних матеріалів та конструкцій, габарити та розташування елементів в будівлі). На основі цих даних визначаємо необхідні технічні характеристики крану: монтажну висоту підймання крюка, довжину стріли, необхідний виліт стріли і монтажну вагу.

Монтажна висота підймання стріли крана:

$$H_m = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 = 20,4 + 0,5 + 2 + 3 + 2 = 28 \text{ м, де}$$

h_1 - висота від рівня розміщення крана до відмітки опори, на яку виконується подача матеріалу або елементів, м;

h_2 - підвищення нижнього торця вертикального елемента або подаваного матеріалу над рівнем опори перед його опусканням (0,5-1,0 м);

h_3 - висота монтуемого елемента або подаваних матеріалів, м;

h_4 - конструктивна висота захватних пристроїв, м;

h_5 – висота поліспасти (1,5-2 м).

Довжина стріли для баштового крана:

$$L \geq B + f + f' + d + R = 18 + 1 + 6 = 25 \text{ м.}$$

Довжина стріли для баштово-стрілового крана:

$$L \geq B + f + f' + d + R = 9 + 1 + 4 = 14 \text{ м.}$$

B – ширина будівлі, м;

f, f' – відстань від осей до виступаючих частин будівлі, м;

d – відстань між виступаючою частиною будівлі та хвостовою частиною крана при повороті, приймаємо 1 м;

R – радіус, що описує хвостова частина крана при повороті, м.

Вантажопідйомність крана на певному вильоті стріли повинна забезпечувати подачу матеріалів в робочу зону:

$$g = P_1 + P = 1,25 + 0,505 \approx 2 \text{ т, де}$$

P_1 - максимальна вага одночасно підіймаємих матеріалів і конструкцій;

P – вага вантажозахватного пристосування.

Приймаємо для розрахунку по орендній вартості: баштовий кран марки МСК-10-20А з довжиною стріли 25 м та пневмоколісний кран марки КС-8362 БС з довжиною основної стріли – 40м та додаткової – 15 м.

4.4.2 Вибір крану по економічним параметрам

Вибір найбільш економічно вигідного варіанту на основі розрахунку вартості його орендної плати:

- кран МСК-10-20А:

$$A_{\text{ч}} = C_{\text{маш-ч}} \cdot T_{\text{ч}} + \sum E = 41,3 \cdot 100 + 22510 + 220 \cdot 50 = 35865 \text{ грн.};$$

- кран КС-8362 БС:

$$A_{\text{ч}} = C_{\text{маш-ч}} \cdot T_{\text{ч}} + \sum E = 107,4 \cdot 100 + 2570 + 361,1 + 123,3 \cdot 180 = 37640 \text{ грн., де}$$

$C_{\text{маш-ч}}$ – вартість маш-год експлуатації крана, грн.

$T_{\text{ч}}$ – час роботи крана на об'єкті, год. (приймаємо на одиницю виміру, що складає 100 машино-годин).

$$\sum E = E_1 + E_2 \cdot X + E_3 \cdot D, \text{ де}$$

E_1 – вартість перебазування крану, грн.;

E_2 – вартість заміни основної стріли крану, грн.;

X – кількість замін та установок;

E_3 – вартість улаштування 1 п.м. підкранового шляху або тимчасової автодороги;

D – протяжність підкранового шляху або тимчасової автодороги.

Виходячи з даних розрахунків для монтажу конструкцій та подачі будівельного матеріалу приймаємо баштовий кран марки МСК-10-20А.

4.5. Розрахунок і оптимізація сітьового графіка

Тривалість робіт, що плануються поза потоком, приймаємо орієнтовно (у % від тривалості монтажу) надземній частини будівлі

- улаштування покрівлі	5%
- малярні роботи 1-го етапу	30%
- малярні роботи 2-го етапу	20%
- столярно-теслярські роботи 2-го етапу	15%
- сантехнічні роботи 2-го етапу	5%
- електромонтажні роботи 2-го етапу	5%
- монтаж ліфтів	40%

Коефіцієнт рівномірності потоку по кількості робітників: $K=1,4$.

$$K = n_{\max}/n_{\text{ср}} = 98/71 = 1,38 \leq 1,4; \text{ де,}$$

$n_{\max}=98$ - максимальна кількість робітників по графіку руху робітників;

$n_{\text{ср}} = Q/T = 15919/224 = 71$ - середня кількість робітників;

$Q = 15919$ чел.-дн., загальна трудомісткість робіт по СГ;

$T = 224$ дні, загальна тривалість будівництва (по СГ);

$$K = 1,38 \leq 1,4,$$

отже оптимізація сітьового графіка не вимагається

4.6 Картка-визначник сітьового графіка

Таблиця 4.4

Найменування робіт	Питом а вага, %	Трудомісткіст ь		К-ть днів по СГ	К-ть робітни- ків	Змін- ність
		Норм.	Прийн .			
підземна частина	12	1203	1203	30	38	2
монтаж надземної частини	34	1967	1896	109	18	2
улаштування покрівлі	2	300	300	21	15	1
столярно-теслярські роботи	5	470	470	43	11	1
підготовка під підлоги	2	376	368	35	10	1
лінолеумні роботи	6	902	896	23	36	1
штукатурно-плиточні роботи	5	684	679	35	19	1
малярні роботи	11	2364	2354	65	36	1
спеціальні роботи	23					

сантехнічні роботи	12,5	1175	1169	82	15	1
електромонтажні і слабкоструміві роботи	9	846	837	45	18	1
монтаж ліфтів	1,5	188	184	26	7	1
Разом:	100		10427			

4.7 Розрахунок і проектування будгенплану

Будгенпланом (БГП) називають генеральний план майданчика, на якому показано розташування основних монтажних і вантажопідйомних механізмів, тимчасових будівель, споруд і установок які зводяться і використовуютьсч в період будівництва.

БГП призначений для визначення складу і розміщення об'єктів будівельного господарства в цілях максимальної ефективності їх використання з урахуванням дотримання вимог охорони праці. БГП - найважливіша складова частина технічної документації і є основний документом, що регламентує організацію майданчика і об'єми тимчасового будівництва.

Розрізняють загальномайданчиковий будгенплан, що охоплює територію усього будівельного майданчика (мікрорайону, підприємства, що будується), і об'єктний, включаючий тільки територію, необхідну для зведення окремої будівлі або одного об'єкту комплексу, що будується.

Об'єктний будгенплан входить складовою частиною в ППР, розробляється зі значно більшою мірою деталізації, проектується самою будівельною організацією або по її замовленню іншими проектними організаціями. На об'єктному будгенплані уточнюють і деталізують рішення, прийняті на майданчиковому будгенплані. Об'єктний будгенплан може розроблятися для декількох стадій будівництва: підготовчої, виконання робіт "нульового циклу", на монтажний цикл, обробні і покрівельні роботи.

Поперечна прив'язка підкранових шляхів

Приймаємо крани-вежі КБ- 100.3. Вантажопідйомність- 8т; виліт стріли -25-12,5м; радіус поворотної платформи -3,3м; ширина колії-6м; висота підйому крюка- 48м; база крана-6м.

Мінімальна відстань від осі підкранових шляхів до зовнішньої грані споруди визначають по формулі:

$$B = R_{нов} + l_{без} ,$$

де $R_{нов}$ -радіус поворотної частини крану;

$l_{без}$ -безпечна відстань, мінімально допустима від виступаючої частини крану до габариту будівлі, приймають не менше 0.7м на висоті до 2м і 0.4м на висоті більш 2м.

$$B=3,3+0,7=4м$$

Подовжня прив'язка підкранових шляхів

По знайдених крайніх стоянках визначаємо довжину підкранових шляхів:

$$L_{пт} = l_{кр} + H_{кр} + 2l_{торм} + 2l_{туп} ,$$

де $l_{кр} = 50м$ – відстань між крайніми стоянками крану, визначається по кресленню;

$$H_{кр} = 6м – база крану;$$

$l_{торм}$ – величина гальмівного шляху крану, приймаємо не менше 1.5м;

$l_{туп}$ – відстань від кінця рейки до тупіку, дорівнює 0.5м.

$$L_{пт} = 50+6+3+1=60м$$

визначувану довжину підкранових шляхів коригують у бік збільшення з урахуванням кратності довжини напівланки, тобто 6.25м. Прийнята довжина повинна задовольняти наступній умові:

$$L_{пт} = 6.25n_{зв} \geq 25м ,$$

таким чином $L_{пт} = 6.25 \times 10 = 62,5м$ - умова виконується

де $n_{36} = 10$ - кількість напівланок.

Прив'язку обгороджувань підкранових шляхів виконують виходячи з необхідності дотримання безпечної відстані між конструкціями крану і обгороджування. Відстань від осі ближньої рейки до обгороджування визначають по формулі:

$$L_{\text{без}} = (R_{\text{нов}} - 0.5b_k) + l_{\text{без}},$$

де $b_k = 6\text{м}$ (ширина колії крану); $l_{\text{без}} = 0.7\text{м}$

$$L_{\text{без}} = (3.3 - 0.5 \times 6) + 0.7 = 1.75\text{м}$$

Визначення зон впливу крану

При організації будівельного майданчика і розміщення будівельних машин при проектуванні будгенплану слід встановлювати для людей небезпечні зони, в межах яких постійно діють і потенційно можуть діяти небезпечні виробничі чинники.

1. Монтажна зона (простір, де можливе падіння вантажу при установці і закріпленні елементів. Зона дорівнює контуру будівлі плюс 10м при висоті більш 20м до 100м.
2. Зоною обслуговування краном або робочою зоною називають простір, що знаходиться в межах лінії, що описується крюком крану, $R_{\text{max}} = 25\text{м}$.
3. Зона переміщення вантажу (простір що знаходяться в межах можливого переміщення вантажу, підвішеного на крюку крану, :

$$R_{\text{раб}} = R_{\text{max}} + \frac{l_{\text{max}}}{2} = 25 + \frac{6}{2} = 28\text{м}$$

4. Небезпечна зона (простір, де можливе падіння вантажу при його переміщенні з урахуванням вірогідного розсіювання при падінні:

$$R_{\text{он}} = R_{\text{max}} + 0.5l_{\text{max}} + l_{\text{без}} = 25 + 3 + 10 = 38\text{м}$$

де $l_{\text{без}} = 10\text{м}$ - (додаткова відстань безпечної зони, що встановлюється відповідно до СНиП.

4.8 Компонування загальномайданчикowego будгенплану

Виходячи з кількості будівель і вимог СНиП II-60-75 проектуємо будгенплан.

На основі цих розмірів і рекомендованого масштабу 1:1000 розміщуємо будівлі, а прив'язку монтажних механізмів виконуємо з урахуванням параметрів, отриманих раніше. Детальні прив'язки показані на об'єктному будгенплані.

На загальномайданчиковому будгенплані показані тимчасові дороги і відкриті склади, побутове містечко за межами небезпечних зон, прив'язка тимчасових комунікацій, огорожі, освітлення. Побутове містечко розташоване з навітряного боку пануючих вітрів по відношенню до установок, що виділяють пил, шкідливі гази і пари.

4.8.1 Розрахунок потреби в тимчасових будівлях і спорудах

Таблиця 4.5

Категорії робітників	Питома вага робітників	Число робітників, чол.	Зайнято в найбільш численну зміну	
			У % від загального числа	Всього
1.Рабочие	98	98	70	82
2.ИТР і службовці	12	17	80	14
3.МОП і охорона	3	5	80	4

Разом: 120 100

Число робітників приймається по графіку руху робітників.

4.8.2 Розрахунок площ тимчасових адміністративно-побутових приміщень

Таблиця 4.6

Найменування приміщень	Чисельність робітників	Нормативний показник, чел×м ²	Необхід-на площа, м ²	Прийнята площа, м ²
Службові приміщення				
1.Прорабська	14	24 м ² на 5 чол	67,2	12×6=72м ² ×1=72 м ²
2.Диспетчерська	4	7 м ² на 1 чол	28	18×6=108м ² ×1=108 м ²

3.Червоний куточок	95	36 м ² на 400 чол	9	12×3=36м ² ×1=36 м ²
Санітарно-побутові приміщення				
4.Гардероб	98	0,0,9 м ² на 1 чол	106,2	12×6=72м ² ×2=144 м ²
5.Душева	95	0,0,43 м ² на 1 чол	43	12×6=72м ² ×1=72 м ²
6.Туалет	95	0,00,07 м ² на 1 чол	7	3×6=18м ² ×1=18 м ²
7.Столова	98	0,0,6 м ² на 1 чол	70,8	18×6=108м ² ×1=108 м ²
8.Мед.пункт	98	20 м ² на 300 чол	7,8	12×3=18м ² ×1=18 м ²
9.Приміщення для обігріву	95	1 м ² на 1 чол	100	12×6=72м ² ×2=144 м ²
10.Умивальня	95	0,05 м ² на 1 чол	5	3×6=18м ² ×1=18 м ²
11.Сушильня	95	0,2 м ² на 1 чол	20	12×6=72м ² × 1=72 м ²

4.8.3 Розрахунок площ складів

Площа складу залежить від виду, способу зберігання матеріалів і його кількості. Необхідна площа складу розраховується по наступній формулі:

$$S_{mp} = S_n Ck ,$$

де S_n - нормативна площа, м²;

C - річний об'єм БМР;

k – коефіцієнт для проведення кошторисної вартості будівельно-монтажних робіт до кошторисної вартості будівництва в районі з територіальним коефіцієнтом (по розрахунковим нормативам приймають $k=1.65$).

Закритий склад для цементу:

$$S_{mp} = 9.1 \times 2,018 / 2 \times 1.65 = 15,62 \text{ м}^2$$

Відкритий складський майданчик для залізобетонних елементів:

$$S_{mp} = 5 \times 2,081 / 2 \times 1.65 = 8,58 \text{ м}^2$$

4.8.4 Розрахунок електричного навантаження

Розрахункова потужність трансформатора:

$$P_{л} = pCk ,$$

де p - питома потужність, кВА;

C - річний об'єм БМР;

K - коефіцієнт, що враховує район будівництва

$$P_{л} = 70 \times 2,081 \times 1 = 145,67 \text{ кВА}$$

Для забезпечення будівництва комплексу приймаємо одну трансформаторну підстанцію КТП СКБ загальною потужністю $p_{ср} = 320$ кВА.

4.8.5 Освітлення будмайданчика

Кількість прожекторів n встановлюємо через питому потужність по формулі:

$$n = pES / P_{л} ,$$

де p - питома потужність, кВА;

S - освітленість, лк;

E - площа, що підлягає освітленню, м²;

$P_{л}$ - потужність лампи прожектора, Вт.

Для освітлення майданчика:

$$n = 0.2 \times 2 \times 12010 / 1000 = 5 \text{ прожекторів}$$

Для освітлення монтажної зони:

$$n = 0.2 \times 20 \times 2555 / 1000 = 8 \text{ прожекторів}$$

4.8.6 Розрахунок потреби води і тепла

Теплопостачання не передбачає тимчасові мережі теплопостачання, оскільки обігрів тимчасових будівель виробляється електроколориферами .

Сумарна витрата води, л/з, визначається по формулі:

$$Q_{общ} = Q_{пр} + Q_{хоз} + Q_{пож} ,$$

де $Q_{пр}$; $Q_{хоз}$; $Q_{пож}$ - відповідно витрати води на виробничі, господарчо-побутові і протипожежні цілі, л/с.

У сучасному будівництві витрата води на протипожежні потреби складає переважаючу частину сумарної потреби, тому розрахунок ведеться тільки з урахуванням протипожежних потреб виходячи з площі забудови.

Мінімальну витрату води для протипожежних цілей визначають з розрахунку одночасної дії двох струменів з гідрантів по 5л/с на кожен струмінь, тобто $Q_{\text{пож}}=5 \times 2=10$ л/с - для об'єктів з площею забудови до 10 га.

Діаметр водопроводу :

$$D = \sqrt{\frac{4Q_{\text{общ}} 1000}{\pi v}},$$

де Q - сумарна витрата води;

v - швидкість руху води по трубах.

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 10 \times 1000}{3.14 \times 2}} = 80 \text{ мм}$$

4.8.7 Розрахунок кількості автотранспортних засобів

Таблиця 4.7

Показник потреби, %	Автотранспорт					Спеціалізо- ваний
	Самоскидний		Бортовий			
	автомо- білі	причепи	автомо- білі	причепи	напівпри- чепи	
32,69	6,52	1,05	9,26	0,48	4,46	10,92
65,97	13,16	2,12	18,68	0,97	9	22,03

4.8.8 Розрахунок кількості будівельних машин

Таблиця 4.8

№	Найменування	Норматив потреби
1.	Експаватори одноковшові з ковшом до 2.5, м ³	$0,39 \times 2,018 = 0,787$
2.	Бульдозери умовної потужності 74кВт, шт	$1,14 \times 2,018 = 2,3$
3.	Крани-вежі вантажопідйомністю, т	$9,23 \times 2,018 = 18,63$

4.	Трубоукладальники вантажопідйомністю, т	1,25×2,018=2,52
5.	Електростанції пересувні потужністю, кВт	24,19×2,018=48,82
6.	Компресори пересувні продуктивністю, м ³ /хв.	3,06×2,018=6,17

4.9 Технологічна карта на влаштування монолітного каркасу

4.9.1 Характеристика будівлі та її конструктивних елементів

Технологічна карта розроблена на влаштування монолітного каркасу будівлі з розмірами в плані 18.000×61.200м (в осях). Висота поверху автостоянки і складських приміщень 3.000 м. Висота першого поверху 4.200 м. Висоти інших поверхів прийняті 3.300 м.

До складу робіт, що розглядаються картою, входять наступні технологічні процеси:

- пристрій опалубки і армування колон та перекриття;
- використання автобетононасосу;
- бетонування колон та перекриття;
- витримка бетону і оборотність опалубки;
- техніка безпеки при виконанні бетонних робіт.

4.9.2 Відомість робіт по влаштуванню перекриття

Таблиця 4.9 - Відомість робіт по влаштуванню перекриття

№	Назва робіт	Одиниці виміру	Обсяг робіт
1	Влаштування лісів на розсувних стійках	100 м стійок	30,6
2	Влаштування опалубки капітелей	1 м ²	124,8
3	Влаштування опалубки плити перекриття площею більше 10 м ²	1 м ²	3564
4	Укладання арматурних сіток масою до 600 кг	1 шт	173
5	Укладання арматурних сіток масою понад 600 кг	1 шт	115
6	Укладання закладних деталей	100 шт	66,24
7	Укладка бетонної суміші в конструкцію	1 м ³	925
8	Зняття лісів на розсувних стійках	100 м стійок	30,6
9	Зняття опалубки плити	1 м ²	3564
10	Зняття опалубки капітелей	1 м ²	124,8

4.9.3 Відомість потреби матеріалів

Таблиця 4.10 - Відомість потреби матеріалів

№	Назва робіт	Один. виміру	Кільк	Назва потр.мат	Один. виміру	Норма витрат	Заг. потр.		
1	Влаштування лісів на розсувних стійках	100 м стійок	30,6	Розсувні стійки	шт	34	1040		
				Ліси					
				Цвяхи	шт.	136	4162		
				Болти	кг	0,12	3,67		
				Замки	кг	0,007	0,214		
				шт	136	4162			
2	Влаштування опалубки капітелей	м ²	124,8	Опалубка	м ²	1	125		
				Цвяхи	кг	0,008	0,998		
				Мастика	м ³	0,0005	0,062		
				Кріплення	шт	1	125		
3	Влаштування опалубки перекриття	м ²	3564	Опалубка	м ²	1	3564		
				Цвяхи	кг	0,008	28,51		
				Мастика	м ³	0,0005	1,782		
				Кріплення	шт	1	3564		
4	Укладання арматурних сіток	шт	288	Арматура	кг	372,22	107198,8		
				Електроди	кг	0,38	109,44		
5	Встановлення закладних деталей	100 шт	66,24	Арматура	кг	41,9	2775,46		
				Електроди	кг	0,18	11,92		
6	Укладання бетонної суміші	м ³	925	Бетон	м ³	1	925		

4.9.4 Вибір механізмів

Для доставки бетонної суміші, використовуються автобетонозмішувачі КамАЗ-581470, місткістю барабана 10 м³. Для забезпечення безперервного бетонування під час роботи автобетононасоса приймаємо 6 автобетонозмішувачів. Бетонна суміш подається до місця бетонування за допомогою автобетононасосу ССР-38-170 з максимальною продуктивністю 140 м³/год та довжиною вильоту 4-х секційної стріли на 34 м та мінімальну висоту відривання – 8,7 м.

4.9.5 Відомість потреби в машинах, обладнанні і пристосуваннях

Таблиця 4.11 - Відомість потреби в машинах, обладнанні і пристосуваннях

№	Найменування	Тип, марка, ГОСТ	Технічні характеристики	Призначення	Кільк., шт
1	Баштовий кран	МСК-10-20А	Q= 5 т	Подача матеріалу	1
2	Авто бетонозмішувач	КАМАЗ-581470	Місткість «груші» 10 м ³	Підвезення бетону до бетононасосу	
3	Бетононасос на автомобільному шасі	НСР36Х	Продуктивність 140 м ³ /год	Подача бетонної суміші до місця укладання	1
4	Строп двухвітковий	2СК-0,5	Q=6 т.	Піднімання сіток і щитів опалубки	1
5	Вібратор глибинний	ИВ-47	1,2кВт	Ущільнення бетонної суміші	3
6	Віброрейка	-	Потужність 0,78 кВт	Ущільнення бетонної суміші	1
7	Понижуючий трансформатор	-	-	Забезпечення електрикою	1
8	Теодоліт	Т-15	-	Контроль виконаних робіт	1
9	Нівелір	Н-10	-	Нівелювання поверхонь	1
10	Нівелірна рейка	-	-		2
11	Рулетка металева	ГОСТ 7502-69	Довжина 20м	Вимірювання	3
12	Метр складной	ГОСТ 7253-54	-	Вимірювання	3
13	Лопата для розчину	ГОСТ 3620-63	-	Навантаження розчину	6
14	Щітка металева	-	-	Зачищення поверхонь	6
15	Ломик металевий	ЛМ-20	-		3
16	Відвіс	О-200	-	Вимірювання	3
17	Драбина вертикальна	Промстальконструкція, шифр 29800-02-1	-	Допоміжна конструкція	4
18	Тимчасова огорожа	шифр 29800-02-01	-	Забезпечення безпеки робіт	40

№	Найменування	Тип, марка, ГОСТ	Технічні характеристики	Призначення	Кільк., шт
19	Домкрат	-	-		1
20	Рівень	-	-	Вимірювання	2
21	Кувалда	-	-		2
22	Кельма	-	-		6

4.9.6 Калькуляція трудових витрат та заробітної плати на влаштування перекриття

Таблиця 4.12 - Калькуляція трудових витрат та заробітної плати на влаштування каркасу будівлі

№ п/п	Найменування процесу	Обґрунтування норм	Об'єм робіт		Трудомісткість, люд.-год.		Заробітна платня, грн.		Склад ланки	
			Один. виміру	Кількість	На одиниц	Всього	На одиниц	Всього	Професія, розряд	Кількість
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Опалубні роботи										
1	Улаштування опалубки колон перерізом 500×200 мм	Е4-1-34, т. 3, п. 2а	м ²	268,8	0,4	107,52	3,99	1072,51	тесляр 4 р. 2 р.	1 1
2	Улаштування опалубки безбалкового перекриття з готових щитів	Е4-1-34, т. 5, п. 3а	м ²	1101,6	0,22	242,35	2,19	2412,5	тесляр 4 р. 2 р.	1 1
3	Встановлення металевого риштування висотою до 6 м	Е4-1-33, п. 3	100 м ришт.	5,46	7,8	42,59	80,96	442,04	тесляр 4 р. 3 р.	1 2
4	Розбирання опалубки колон	Е4-1-34, т. 3, п. 2б	м ²	268,8	0,15	40,32	1,43	384,38	тесляр 3 р. 2 р.	1 1

5	Розбирання опалубки безбалкового перекриття	Е4-1-34, т. 5, п. 36	м ²	1101,6	0,09	99,14	0,86	947,38	тесляр 3 р. 2 р.	1 1
6	Розбирання риштування, що підтримує опалубку	Е4-1-34, т. 7, прим.	100 м ришт.	5,46	1,9	10,37	18,13	98,99	тесляр 3 р. 2 р.	1 1
Арматурні роботи										
7	Встановлення арматурних каркасів колон масою до 0,6 т	Е4-1-44	шт	64	1,1	72,6	10,49	671,62	арматур- ник 4 р. 2 р.	1 3
8	Встановлення сіток масою до 0,3 т краном в опалубку	Е4-1-44, т. 1, п. 1а	шт.	400	0,42	168	4,01	1604	арматур- ник 4 р. 2 р.	1 3
Бетонні роботи										
9	Приймання бетонної суміші із кузова самоскида у бункер з очисткою кузова	Е4-1-54, п. 19	100 м ³	2,4	8,2	19,68	74,62	179,09	бетону- вальник 2 р.	1
10	Робота такелажників при подачі бетонної суміші до місця укладання	Е1-6, т. 2, п. 25	м ³	240	0,29	69,6	2,64	633,6	такелаж- ник 2 р.	2
11	Укладання бетонної суміші в колони	Е4-1-49, т. 2, п. 5	м ³	19,2	1,1	21,1	10,99	211,01	бетону- вальник 4 р. 2 р.	1 1
12	Укладання бетонної суміші у плити безбалкового перекриття	Е4-1-49, т. 2, п. 15	м ³	220,32	0,33	72,71	5,69	1253,62	бетону- вальник 4 р. 2 р.	1 1
13	Покриття бетонної поверхні роогожею	Е4-1-54, п. 10	100 м ²	11,02	0,21	2,31	1,91	21,05	бетону- вальник 2 р.	1

14	Поливання бетонної поверхні водою	Е4-1-54, п. 9	100 м ²	132,24	0,14	18,51	1,27	167,94	бетону-вальник 2 р.	1
15	Разом на 1-й поверх					986,79		10099,73		

4.9.7 Пристрій опалубки і армування перекриття

Установка опалубки перекриттів, розташованих на висоті до 5,5 м від нижче розташованого перекриття або підлоги, проводиться без попереднього пристрою лісів. Щити опалубки плити перекриття укладають на колони та допоміжні риштування, після чого під них підводять інвентарні розсувні стійки, розсунені на необхідну довжину. Точна установка щитів опалубки досягається підгвинчуванням домкратів під стійками. Опалубку плити перекриття встановлюють з переносних драбин.

Перед бетонуванням поверхню металево-дерев'яної опалубки слід покрити емульсивним мастилом.

Армування плити перекриття проводиться після встановлення опалубки. Плоскі арматурні сітки подаються краном безпосередньо до місця укладання, виставляються на бетонних прокладках, закріплюються і вивіряються. Потім встановлюються закладні деталі і пустотоутворювачі для проводки.

Всі конструкції і їх елементи (арматура, закладні вироби та інші), а так само правильність установки і закріплення опалубки і елементів, що підтримують її, мають бути прийняті і відповідності з СНіП 3.01.01-85.

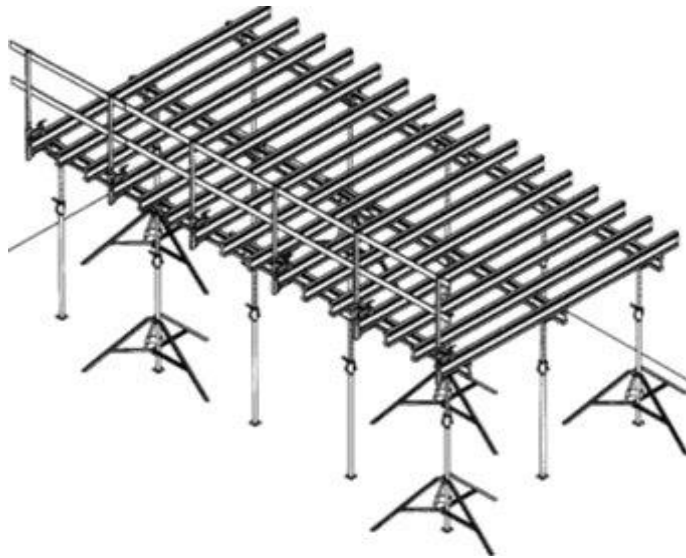


Рисунок 4.1 - Пристрій опалубки перекриття

4.9.8 Використання автобетононасосу

Автобетононасоси призначені для подачі бетонної суміші до місця укладання як по вертикалі, так і по горизонталі. По стрілі, що складається з трьох шарнірно зчленованих частин, проходить бетоновод з шарнірами - вставками в місцях зчленувань стріли, що закінчується гнучким розподільним рукавом на опорах.

Нормальна експлуатація бетононасосу забезпечується в тому випадку, якщо по бетоноводу перекачують бетонну суміш рухливістю 5... 15 см, що задовольняє вимогам зручності укладання, тобто здібності її транспортування по трубопроводу на граничні відстані без розшарування і утворення пробок. Оптимальна рухливість бетонної суміші з точки зору її зручності укладання 6...8 см, а водоцементне відношення - 0,4... 0,6.

Перед початком транспортування бетонної суміші трубопровід змащують, прокачавши через нього вапняне тісто або цементний розчин. Після закінчення бетонування бетоновод промивають водою під тиском і через нього пропускають еластичний пиж. При перерві більш ніж на 30 хвилин суміш, щоб уникнути утворення пробок, активізують шляхом періодичного включення бетононасосу, при перервах більш ніж на 1 годину бетоновод повністю звільняють від суміші.

4.9.9 Бетонування перекриття

До початку бетонування перекриттів на кожній захватке необхідно:

- передбачити заходи щодо безпечного ведення робіт на висоті;
- встановити опалубку;
- встановити арматуру, закладні деталі і пустотоутворювачі для проводки.

Бетонну суміш слід укладати горизонтально шарами шириною 1,5 – 2 м однакової товщини без розривів, з послідовним напрямом укладання в один бік у всіх шарах.

Для зручності бетонування можливе використання телескопічних стійок під шланг бетоноводу.

Укладання наступного шару бетонної суміші допускається до початку схоплювання бетону попереднього шару. Тривалість перерви між укладанням суміжних шарів бетонної суміші, без утворення робочого шва, встановлюється будівельною лабораторією.

Укладання бетонної суміші в конструкції ведеться шарами в 15... 30 см з ретельним ущільненням кожного шару. Найбільш поширений спосіб ущільнення бетону вібрацією. На будівельному майданчику використовують внутрішні (глибинні) вібратори з гнучким валом марки ИВ-47.

Тривалість вібрації в кожному місці установки вібратора залежить від пластичності (рухливості) бетонної суміші і складає 30...60 с. Ознакою достатності вібрації служить припинення осідання бетону і поява цементного молока на його поверхні. Надмірна вібрація бетонної суміші шкідлива, оскільки може привести до розшарування бетону. Крок перестановки внутрішніх вібраторів - від 1 до 1,5 радіусу їх дії.

Під час роботи не допускається спирання вібратора на арматуру і закладні деталі монолітної конструкції.

У місцях, де арматура, закладні вироби або опалубка перешкоджають належному ущільненню бетонної суміші вібраторами, слід додатково ущільнювати штикуванням.

В процесі бетонування і після його закінчення необхідно застосовувати заходи до запобігання зчепленню з бетоном елементів опалубки і тимчасових кріплень.

4.9.10 Витримка бетону і оборотність опалубки

Догляд за бетоном повинен забезпечувати збереження належної температури тверднення і оберігання свіжоукладеного бетону від швидкого висихання. Свіжоукладений бетон, перш за все, укривають рогожею (брзентом, мішками, тирсою) і систематично поливають водою в суху погоду протягом 7 діб (одноразовий полив водою 0,5...1,0 кг/м²). При температурі повітря нижче 5 °С полив не проводиться. Рух людей по забетонованих конструкціях і установка на них лісів і опалубки для зведення вище розташованих конструкцій допускається тільки після досягнення бетоном міцності не меншого 1,2 МПа.

Якість опалубочних робіт повинна постійно контролюватися. Інструментальний контроль опалубних систем слід виконувати не рідше, ніж через кожних 20 оборотів, а для елементів з деревини - через кожних 5 оборотів. При контролі і прийманні опалубки перевіряють: жорсткість і геометричну незастосовність всієї системи і правильність монтажу підтримуючих елементів; щільність щитів опалубки і стиків сполучень між собою і з раніше укладеним бетоном; поверхні опалубки і їх положення відносно проектних вісей конструкцій.

Зчеплення бетону з опалубкою з часом збільшується, тому опалубку необхідно знімати, як тільки бетон придбає необхідну міцність. Зняття опалубок бічних поверхонь бетонних конструкцій допускається після досягнення бетоном міцності, що забезпечує збереження їх кутів і кромки, що досягається через 1...6 днів залежно від марки бетону, якості цементу і температурного режиму тверднення бетону.

Видалення несучої опалубки залізобетонних конструкцій допускається при міцності бетону 70% від проектної.

У всіх випадках завантаження конструкцій повним розрахунковим навантаженням допускається після набрання бетоном проектної міцності.

Зняття опалубки конструкцій повинна проводитися без ударів і поштовхів. Щоб не пошкодити щити опалубки при відриві від бетону, користуються різного вигляду ломиками. Відривати щити від бетону за допомогою кранів і лебідок не допускається.

Після зняття опалубки дрібні раковини на поверхні бетону можна розчистити дротяними щітками, промити струменем води під тиском і затерти жирним цементним розчином складу 1:2.

Крупні раковини розчищають на всю глибину з видаленням слабого бетону і виступаючих шматків заповнювача, потім обробляють поверхню дротяними щітками і промивають струменем води під натиском, закладають жорсткою бетонною сумішшю і ретельно ущільнюють.

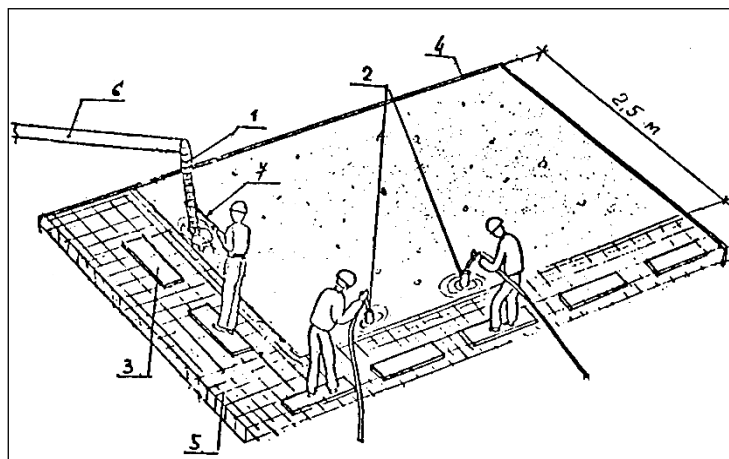


Рисунок 4.2 - Схема організації робочого місця при бетонуванні

1-бетонна суміш; 2-глибинні вібратори; 3-підмости, що вкладаються на арматурні сітки для пересування робітників; 4-щит опалубки, що розділяє перекриття на смуги; 5-арматурні сітки; 6-шланг бетононасосу; 7-направляючий елемент.

4.9.11 Техніка безпеки при виконанні бетонних робіт

При подачі, укладанні і догляді за бетоном, заготовці і установці арматури, а також установці і розбиранню опалубки необхідно передбачати

заходи щодо попередження дії на працівників наступних небезпечних і шкідливих виробничих чинників, пов'язаних з характером роботи:

- розташування робочих місць поблизу перепаду по висоті 1,3 м і більш;
- конструкції, що пересуваються, і вантажі;
- обвалення незакріплених конструкцій і вантажів;
- падіння вище розташованих матеріалів і інструменту;
- перекидання машин, падіння їх частин;
- підвищена напруга в електричному ланцюзі, замикання, яке може пройти через тіло людини.

За наявності небезпечних виробничих чинників безпека опалубочних, арматурних, бетонних та монтажних робіт має бути забезпечена на підставі виконання наступних рішень, що містяться в організаційно-технічній документації, по охороні праці:

- визначення марки крана, місця установки і небезпечних зон при його роботі;
- визначення засобів механізації для транспортування, подачі і укладання бетонної суміші;
- визначення несучої здатності і розробки проекту опалубки, а також послідовності її установки і порядку розбирання;
- забезпечення безпеки робочих місць на висоті;
- розробка заходів і засобів по догляду за бетоном в холодну і теплу пору року.

На захватці, де ведуться бетонні роботи, не допускається виконання інших робіт і знаходження сторонніх осіб.

При зведенні будівлі забороняється виконувати роботи, пов'язані із знаходженням людей в одній захватці, над якою проводиться переміщення, монтаж, установка і тимчасове закріплення елементів конструкцій.

Роботи по влаштуванню конструкцій кожного вище розміщеного поверху багатоповерхової будівлі слід проводити після закріплення всіх встановлених монтажних елементів за проектом і досягнення бетоном несучих конструкцій міцності, вказаної в ППР.

Влаштування сходових маршів і майданчиків будівлі повинен здійснюватися одночасно з влаштуванням конструкцій будівлі. На влаштованих сходових маршах слід негайно встановлювати огорожі.

Розміщення на опалубці устаткування і матеріалів не передбачених ППР, а також знаходження людей, що безпосередньо не беруть участь у виробництві робіт на встановлених конструкціях опалубки, не допускається.

Для переходу працівників з одного робочого місця на інше необхідно застосовувати сходи, перехідні містки і трапи.

При встановленні опалубки стін необхідно передбачати пристрій робочих настилів шириною не менше 0,8 м з огорожами.

Опалубка перекриттів має бути захищена по всьому периметру. Всі отвори в робочій підлозі опалубки мають бути закриті. При необхідності залишати ці отвори відкритими їх слід затягувати дротяною сіткою.

Ходити по укладеній арматурі допускається тільки по спеціальних настилах шириною не менше 0,6 м, укладеним на арматурний каркас.

Елементи каркасів арматури необхідно пакетувати з урахуванням умов їх підйому, складування і транспортування до місця укладання.

При укладанні бетону відстань між нижньою кромкою поворотного «хоботу» бетононасосу і раніше укладеного бетону має бути не більш 1 м, якщо інші відстані не передбачені ППР.

Щодня перед початком укладання бетону в опалубку необхідно перевірити стан тари, опалубки, бетоноводів і засобів підмощення.

При установці елементів опалубки в декілька ярусів кожен подальший ярус слід встановлювати після закріплення нижнього.

Розбирання опалубки повинне проводитися після досягнення бетоном заданої міцності.

При розбиранні опалубки необхідно приймати заходи проти випадкового падіння елементів опалубки, обвалення підтримуючих лісів і конструкцій.

При ущільненні бетонної суміші електровібраторами переміщати вібратор за дріт з напругою не допускається, а при перервах і переході на інше місце вібратори необхідно відключати.

4.9.12 Контроль якості готових виробів

Допустимі відхилення в розмірах при влаштуванні монолітних залізобетонних перекриттів:

- відхилення від проектних параметрів по довжині і ширині щита + 5мм;
- зсув осей опалубки від проектного положення перекриття +5мм;
- відхилення у відстанях між окремими стрижнями: робочими +20мм, розподільними +20мм;
- відхилення у відстанях між ребрами арматури при армуванні в декілька рядів по висоті +20мм;
- відхилення в певних місцях в товщині захисного шару +10мм; відхилення від заданої рухливості бетонної суміші +10мм.

Таблиця 4.13 - Відхилення в розмірах стержнів арматури

	При діаметрі до 16 мм	При діаметрі від 18 до 40 мм	При діаметрі зверху 40 мм
По довжині виробу мм	±10	±10	±50
По ширині виробу мм	±5	±10	±20

4.9.13 Техніко-економічні показники

Тривалість будівництва – 18,5 днів;

Питома собівартість – 24,35 грн/м³;

Питома трудомісткість – 3,1 люд.год./м³.

4.10 Технологічна карта на зведення стінового огородження

4.10.1 Область застосування технологічної карти

Технологічна карта розроблена на кладку зовнішніх цегляних стін середньої складності типового поверху. План і розріз приведені на аркуші креслення.

Будівля-інтернат є прямокутною в плані. Габаритні розміри в плані 18.000×61.200м (в осях). Висота поверху автостоянки і складських приміщень 3.000 м. Висота першого поверху 4.200 м. Висоти інших поверхів прийняті 3.300 м. За умовну відмітку 0.000 м прийнятий рівень підлоги першого поверху.

Для подачі матеріалів та вантажу приймаємо баштовий кран МСК-10-20А, з вантажопідйомністю $Q=5$ т, та вилітом стріли $L=25$ м.

До складу робіт, що розглядаються в технологічній карті, входять:

1. цегляна кладка стін;
2. перестановка підмостів;
3. транспортні і такелажні роботи;
4. влаштування гіпсокартонних перегородок.

Всі роботи по виконанню цегляної кладки виконують в літній період. Роботи по виконанню цегляної кладки ведуться у дві зміни. Всі роботи по зведенню поверху виконує комплексна бригада мулярів.

При прив'язці технологічних карт до конкретного об'єкту і умов будівництва, прийнятий в них порядок виконання робіт по цегляній кладці стін, розміщення машин і устаткування, об'єми робіт, засоби механізації уточнюються відповідно до проектних рішень.

4.10.2 Підрахунок обсягів робіт

1. Подача матеріалів на майданчик
2. Мурування зовнішніх стін середньої складності з газобетонних блоків

$$V_{з.ст.} = \left((P \cdot H_{пов.}) - S_{ок.} - S_{дв.} \right) \cdot 0,51 = 440 \text{ м}^3$$

3. Укладання перемичок (24 шт).

4.10.3 Організація зведення цегляної кладки

До початку цегляної кладки стін повинні бути виконані:

1. роботи по організації будівельного майданчика;
2. роботи по зведенню нульового циклу;
3. геодезичне розбиття осей будівлі ;
4. доставлені на майданчик і підготовлені до роботи гусенічний кран, підмости, необхідні пристосування, інвентар і матеріали.

Доставку цегли на об'єкт здійснюють пакетами в спеціально обладнаних бортових автомобілях. Розчин на об'єкт доставляють автомобілями-самоскидами або розчиновозами і вивантажують в установку для перемішування і видачі розчину (роздаточний бункер). Транспортування матеріалів здійснюється транспортними засобами: розчину-автосамоскидом ЗИЛ-555 з $V=5,25$ т та $V=0,38\text{м}^3$. Піддони з цеглою, перемички, та інші матеріали та пристосування бортовим автомобілем ЗИЛ130 $V=4,0$ т та розміром кузова $3,75 \times 2,35 \times 0,05$. В процесі кладки запас матеріалів поповнюється.

Складування цеглини передбачене на спланованому майданчику на піддонах або залізобетонній плиті. Схема складування приведена на аркуші креслення.

Розвантаження цегли з автомобілів і подачу на склад та робоче місце здійснюють пакетами за допомогою захвата Б-8. При цьому обов'язково днища пакетів захищають брезентовими фартухами від випадання цегли. Розчин подають на робоче місце інвентарним роздаточним бункером місткістю 1 м^3 в металеві ящики місткістю $0,25 \text{ м}^3$. Схеми строповки приведені на аркуші креслення.

Роботи по зведенню типового поверху житлового будинку виконує бригада з 17 чоловік:

Таблиця 4.14–Професійно-кваліфікаційний склад ланки

Найменування спеціальності	Розряд	Кількість
Муляр	IV розряд	7

Муляр	ІІІ розряд	7
Муляр	ІІ розряд	1

При виконанні цегляної кладки стін використовують інвентарні шарнірно-пакетні підмости: для кладки зовнішніх стін в зоні сходової клітини - перехідні площадки і підмости для кладки.

Загальну ширину робочих місць приймають рівною 2,5 - 2,6 м, зокрема робоча зона 60 - 70 см. Робоче місце і розташування матеріалів ланки каменярів на підмостях приведені на аркуші креслення.

4.10.4 Технологія зведення цегляних стін

Роботи по влаштуванню цегляної кладки зовнішніх стін типового поверху медичного реабілітаційного центру виконуються в наступній технологічній послідовності:

1. підготовка робочих місць мулярів;
2. цегляна кладка стін.

Підготовку робочих місць мулярів виконують в наступному порядку:

1. встановлюють підмості;
2. розставляють на підмостях цеглу, кількість якої необхідна для дво-годинної роботи мулярів;
3. розставляють ящики для розчину;
4. встановлюють порядовки з вказуванням на них відміток віконних і дверних прорізів і т. д.

Процес цегляної кладки складається з наступних операцій:

1. установка і перестановка причалок;
2. рубка і тесання цегли (в міру потреби);
3. подача цегли і розкладка її на стіні;
4. перелопачування, подача, розстилання і розрівнювання розчину на стіні;
5. укладання цегли в конструкцію (у верстові ряди, в забутку);
6. перевірка правильності виконаної кладки.

Цегляну кладку стін передбачено вести 4 ланками “п'ятірка”у дві зміни по захваткам і ярусам. Схема розбиття на яруси приведена на аркуші креслення.

Ланка “п'ятірка”виконує кладку в такій послідовності. Муляр IV розряду разом з першим муляром II розряду встановлюють причалку для зовнішньої версти, перевіряють правильність раніше викладеної кладки, а потім, працюючи, як в ланці “двійка”, обидва викладають зовнішню версту. За ними на відстані 2...3 м працюють другий муляр II розряду і муляр III розряду, які, виконуючи ті ж операції, зводять внутрішню версту. Услід за ними третій муляр II розряду викладає забутку. При необхідності третій муляр II розряду допомагає першим двом готувати матеріали.

При організації праці мулярів ланками “п'ятірка” потрібно менше число висококваліфікованих мулярів, ніж при роботі ланками “двійка”. У ланках “п'ятірка” продуктивність праці вище і відповідно менш потреба в робочих, порівняно з ланками “двійка”.

Виконавши цегляну кладку на I ярусі, мулярі переходять працювати на другий ярус. Для цього необхідно встановити шарнірно-пакетні підмости в перше положення. Установку шарнірно-пакетних підмостей в перше положення виконують в наступному порядку.

Стропувальник візуально перевіряє справність підмостей і у разі потреби усуває несправності. Очистивши підмости від розчину, він стропує їх за 4 зовнішніх петлі. По сигналу машиніст крана подає підмости до місця установки.

Теслярі IV і II розрядів приймають підмости, регулюють їх положення над місцем установки і плавно опускають на місце, стежачи за щільністю їх примикання до сусідніх підмостей, при необхідності регулюють їх положення за допомогою лому. Встановлені підмости розстроповують. Установка підмостей з першого положення в друге положення проводиться таким чином.

Теслярі IV і II розрядів стропують підмости за 4 зовнішніх петлі, переходять на стоячі поряд підмости, подають сигнал машиністові крана на підйом і стежать за рівномірним розкриттям опор і горизонтальністю

підмостей. Після повного розкриття опор і переміщення їх у вертикальне положення теслярі IV і II розрядів встановлюють підмости на перекриття, при необхідності регулюючи за допомогою лому їх положення. Потім по сходах вони піднімаються на підмости і розстроповують їх.

Монтаж перемичок

До початку монтажу перемичок повинні бути вивірені відмітки кладки, у місцях опирання перемичок, а в разі необхідності визначена товщина розчину, на який кладуть перемички. Кран піднімає перемичку і орієнтує її на місце укладання. Монтажники приймають перемичку руками і орієнтують її більш точно над місцем укладання. Установлення і вивірення перемички анкеруються із защемлення анкера у кладку.

Вимоги до якості виконання робіт

Роботи по зведенню кам'яних конструкцій слід здійснювати відповідно до технічної документації:

1. вказівки по вигляду матеріалів, вживаних для кладки, їх проектні марки по міцності і морозостійкості;
2. марки розчинів для виробництва робіт;
3. спосіб кладки і заходи, що забезпечують міцність і стійкість конструкцій у стадії зведення.

Технічні критерії і засоби контролю операцій і процесів приводяться в схемі операційного контролю на аркуші креслення.

Приймальний контроль робіт по виконанню цегляної кладки здійснюють згідно СНіП 3.03.01-87 “ Несущие и ограждающие конструкции “.

4.10.5 Калькуляція витрат праці, машинного часу на зведення стін типового поверху

Калькуляцію трудових витрат і заробітної плати розраховано в таблиці 4.15.

Норма часу та машиного часу визначається на основі розділів РЕКН та заноситься до таблиці калькуляції трудових витрат.

Таблиця 4.15- Калькуляція трудових витрат та заробітної плати на цегляну кладку

№ №	ЕНіР	Назва роботи	Обсяг робіт		На одиницю виміру		На весь обсяг		Склад ланки
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу, л-год/м-год	Розцінка, грн	Трудоємк., л-год/м-год	Зарплата, грн	
1	Е3-3	Кладка зовнішніх стін з газобетонних блоків	м ³	617	3	29,97	1851	18491,49	Муляр 3р-2
2	Е3-20	Встановлення та перестановка підмостей	10 м ³	61,7	$\frac{0,93}{0,31}$	8,97	$\frac{57,38}{19,13}$	553,45	Машиніст 4р-1 Тесляр 4р-1, 2р-2
3	Е1-9	Вивантаження цегли краном з автотранспорту	1 пакет	379	$\frac{0,28}{0,14}$	2,55	$\frac{106,12}{53,06}$	966,45	Машиніст 5р-1 Такелаж. 2р-2
4	Е1-7	Підняття цегли краном	1000 шт.	243	$\frac{0,836}{0,418}$	7,61	$\frac{203,15}{101,57}$	1849,23	Машиніст 5р-1 Такелаж. 2р-2
5	Е1-7	Підйом розчину краном в бункерах	м ³	154	$\frac{0,42}{0,21}$	3,82	$\frac{64,68}{32,34}$	588,28	Машиніст 5р-1 Такелаж. 2р-2
6	Е1-7	Вивантаження з автотранспорту краном підмостей	100 т.	0,39	$\frac{13}{6,4}$	118,3	$\frac{5,07}{2,49}$	46,14	Машиніст 5р-1 Такелаж. 2р-2
7	Е1-7	Вивантаження з автотранспорту щитів для улаштування захисних козирків	100 т	0,09	$\frac{13}{6,4}$	118,3	$\frac{1,17}{0,58}$	10,65	Машиніст 5р-1 Такелаж. 2р-2
	Е6-52	Улаштування та розбирання захисних козирків	100 козир.	3,21	22,2	211,79	71,26	679,84	Тесляр 3р-1, 2р-1

2359,83

209,17 23185,53

Норма часу на одиницю конструкції

$$N_{вр} = 2359,83 / 617 = 3,82 \text{ люд-год/м}^3$$

$$P = 23185,53 / 617 = 37,58 \text{ грн/м}^3$$

4.10.6 Техніка безпеки

Роботи по цегляній кладці зовнішніх стін виконують з дотриманням правил ДБН А.3.2-2-2009. Необхідно користуватися інструкціями з експлуатації використаних машин і устаткування.

Рівень кладки після кожного переміщення підмостів повинен бути не менше ніж на 0,7 м вище за рівень робочого настилу або перекриття.

Не допускається кладка зовнішніх стін завтовшки до 0,75 м в положенні стоячи на стіні.

При кладці стін заввишки більше 7 м необхідно застосовувати захисні козирьки по периметру будівлі, що задовольняють наступним вимогам:

- ширина захисних козирьків повинна бути не менше 1,5 м, і вони повинні бути встановлені з нахилом до стіни так, щоб кут, що утворюється міжнижньою частиною стіни будівлі і поверхнею козирька, був 110° , а зазор між стіною будівлі і настилом козирька не перевищував 50 мм;

- перший ряд захисних козирьків повинен мати суцільний настил на висоті не більше 6 м від землі і зберігатися до повного закінчення кладки стін, а другий ряд - виготовлений суцільним або з сітчатих матеріалів з ячейкою не більше 50x50 мм, повинен встановлюватися на висоті 6 - 7 м над першим рядом, а потім по ходу кладки переставлятися через кожних 6 - 7 м.

Робочі, зайняті на установці, очищенні або знятті захисних козирьків, повинні працювати із запобіжними поясами. Ходити по козирьках, використовувати їх як підмости, а також складати на них матеріали не допускається.

Стропування конструкцій виконують у відповідності із схемами стропування. При стропуванні вантажів, на які не розроблені схеми повинні бути керівники відповідаючи за безпеку робіт відповідаючи за переміщення вантажів. Вантажні гаки крана і вантажозахватних пристроїв повинні бути обладнані пристроями запобігаючи їх самовільному відчепленню. Машиніст крана і стропувальник повинен користуватися однією мовою сигналізації : голосом і рухом руки. При виконанні деяких видів робіт по переміщенню

машиніст крана не бачить стропальника. При встановленні конструкції керівник повинен знаходитись в полі зору як бригади монтажників так і машиніста крана.

До виконання робіт електрозварювань допускаються зварювальники, що пройшли медичну комісію, ознайомлені з правилами техніки безпеки і отримали посвідчення на право виконання робіт. Перед початком зварювальних робіт і під час роботи зварювач зобов'язаний стежити за справністю ізоляції зварювальних проводів. Електрозварника і що працюють разом з ним необхідно забезпечити шоломом-маскою, або щитком із захисним склом. Забороняється виконувати зварювальні роботи на відкритому повітрі під час дощу, грози або снігопаду. Зварювачі повинні мати сумки для електродів і огарків. Для підведення струму для зварки до електрододержателя необхідно застосовувати ізольовані гнучкі кабелі. При прокладці або переміщенні зварювальних приладів слід зробити заходи проти пошкодження їх ізоляції і зіткнення із сталевими, конструкціями. Корпуси електроустаткування, а також зварювані конструкції і вироби повинні бути заземлені. Після закінчення робіт або тимчасових зупинок робіт потрібно відключити зварювальну установку від мережі електричного струму. Зварювальне устаткування, встановлене на відкритому майданчику, повинне бути захищене від атмосферних опадів і механічних пошкоджень. До зварювального устаткування необхідно забезпечити безпечний і вільний доступ. При зварювальних роботах на висоті повинні бути майданчики з матеріалів, що не згорають або важко спалимих, при їх відсутності електрозварники повинні користуватися вогнестійкими запобіжними поясами і страхувальними канатами з карабінами, а також спеціальними сумками для інструменту і для збірки огарків електродів.

4.10.7 Техніко-економічні показники на типовий поверх цегляної кладки

Таблиця 4.16

№ п/п	Найменування показника	Од. вим.	Кількість
1	Обсяг робіт	м ³	440
2	Трудомісткість робіт	люд-год.	1000
3	Тривалість виконання робіт	дн.	17,5
4	Витрати праці на одиницю виміру	люд-год/м ³	1,03
5	Середньодобовий виробіток робітника	м ³ /зм	0,88
6	Витрати машино-змін	м-зм	7

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

Найменування об'єкту будівництва: «Проектування будівництва житлової будівлі з дослідженням сучасних пальових фундаментів».

Будівництво розташоване на території: м. Кривий Ріг.

Договірна ціна складена відповідно до "Настанови з визначення вартості будівництва", Наказ від 1.11.2021 №281, в поточних цінах станом на 29 листопада 2024 р.

Кошторисна документація складена з застосуванням:

- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи;
- Ресурсних елементних кошторисних норм на монтажні роботи;
- Ресурсних елементних кошторисних норм на ремонтно-будівельні роботи;
- Ресурсних елементних кошторисних норм на пусконаладжувальні роботи;
- Ресурсних кошторисних норм експлуатації будівельних машин та механізмів.

Вартість матеріальних ресурсів прийнята за даними замовника, вартість машино-години машин та механізмів за усередненими даними Мінрегіону України.

Поточні ціни на матеріально-технічні ресурси, які відсутні в даних замовника, приймалися за ціновими даними виробників.

*

Загальновиробничі витрати розраховані у відповідності з усередненими показниками (Настанова, Додаток 18, Наказ від 1.11.2021 №281)

Середньомісячна заробітна плата на 1 робітника в режимі повної зайнятості:

1. Будівельні, монтажні і ремонтні роботи - 13 707,89 грн. за 174,67 години за розрядом 3,8
2. ЗП робітників, зайнятих на керуванні та обслуговуванні машин - 13 707,89 грн. за 174,67 години за розрядом 3,8

При складанні розрахунків прийняті наступні показники та нарахування:

1. Податок на додану вартість (ПДВ)

Загальна вартість будівництва	91120,349	тис. грн.
в тому числі:		
будівельних робіт	75147,739	тис. грн.
інші витрати	15972,610	тис. грн.
в тому числі:		
податок на додану вартість (ПДВ)	15186,725	тис. грн.
Кошторисні трудовитрати	153,85160	тис. люд. г.
Кошторисна заробітна плата	12944,975	тис. грн.

ЗАТВЕРДЖЕНО

Зведений кошторисний розрахунок в сумі _____ 91 120,349 тис. грн.

В тому числі зворотних сум _____ 102,107 тис. грн.

ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ ОБ'ЄКТА БУДІВНИЦТВА № __ 1 __

Проектування будівництва житлової будівлі з дослідженням сучасних пильових фундаментів
(найменування об'єкта будівництва)

Складений в поточних цінах станом на 29 листопада 2024 р.

№ Ч.ч.	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування глав, будівель, споруд, лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			
			будівельних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	інших витрат	загальна вартість
1	2	3	4	5	6	7
Глава 2. Об'єкти основного призначення						
1	02-001	Об'єкт основного призначення	71 654,302			71 654,302
2	02-001-001	Загальнобудівельні роботи	63 429,302			63 429,302
3	02-001-002	Сантехнічні роботи	4 235,000			4 235,000
4	02-001-003	Електротехнічні роботи	2 780,000			2 780,000
5	02-001-004	Благоустрій, підготовка до здачі	1 210,000			1 210,000
		Разом за главою № 2	71 654,302			71 654,302
		Разом за главами № 1 - 7	71 654,302			71 654,302
Глава 8. Тимчасові будівлі і споруди						
6	Розрахунок №2 (Додаток 8, Настанова п.25)	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом)	680,716			680,716

		Разом за главою № 8	680,716			680,716
		в т.ч. зворотні суми				102,107
		Разом за главами № 1 - 8	72 335,018			72 335,018
		в т.ч. зворотні суми				102,107
		Разом за главами № 1 - 12	72 335,018			72 335,018
		в т.ч. зворотні суми				102,107
	Розрахунок №5 (Додаток 8, Настанова)	Кошторисний прибуток (П) (18,11 грн./люд.-г.)	2 812,721			2 812,721
	Розрахунок №6 (Додаток 8, Настанова)	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ) (5,06 грн./люд.-г.)			785,885	785,885
		Разом	75 147,739		785,885	75 933,624
		Податок на додану вартість			15 186,725	15 186,725
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку	75 147,739		15 972,610	91 120,349
		у тому числі зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд, без ПДВ	102,107			102,107
		Податок на додану вартість			20,421	20,421
		Всього зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд з ПДВ	102,107		20,421	122,528

Склав

Шаповалов А.В.

[підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірів

Кадол Л.В.

[підпис (ініціали, прізвище)]

Проектування будівництва житлової будівлі з дослідженням сучасних паливих
фундаментів

(найменування об'єкта будівництва)

Об'єктний кошторис в сумі 71 654,302 тис. грн.

Об'єктний кошторис № 02-001

на будівництво

Об'єкт основного призначення

(найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної
інфраструктури)

Кошторисна вартість 71 654,302 тис. грн.

Кошторисна трудомісткість 153,85160 тис. люд.-год

Кошторисна заробітна плата 12 944,975 тис. грн.

Вимірник одиничної вартості

Складений в поточних цінах станом на 29 листопада 2024 р.

№ Ч.ч.	Номери кошторисів і кошторисн их розрахункі в	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			Кошторис на трудо- місткість, тис. люд.год	Кошторис на заробітна плата, тис.грн.	Показник и одиничн ої вартості
			будівельни х робіт	устаткуванн я, меблів та інвентарю	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	02-001-001	Загальнобудівельні роботи	63 429,302		63 429,302	138,64160	11 294,975	
2	02-001-002	Сантехнічні роботи	4 235,000		4 235,000	7,59000	990,000	
3	02-001-003	Електротехнічні роботи	2 780,000		2 780,000	4,42000	430,000	
4	02-001-004	Благоустрій, підготовка до здачі	1 210,000		1 210,000	3,20000	230,000	
		Всього по кошторису	71 654,302		71 654,302	153,85160	12 944,975	

Склав Шаповалов А.В.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив Кадол Л.В.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Замовник: ПАТ "АрселорМіттал Кривий Ріг"
(назва організації)

Підрядник: Монтажбудінвест
(назва організації)

ДОГОВІРНА ЦІНА №

на будівництво Проектування будівництва житлової будівлі з дослідженням сучасних паливих фундаментів

(найменування об'єкта будівництва, черги, пускового комплексу, будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

що здійснюється в 2025 році

Вид договірної ціни: "тверда"

Договір № 7-17 від 29.11.2024

Визначена згідно з Настановою, Наказ від 1.11.2021 №281

Складена в поточних цінах станом на 29 листопада 2024 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування	Найменування витрат	Вартість, тис.грн.		
			Всього	у тому числі:	
				будівельних робіт	інших витрат
1	2	3	4	5	6
1	Розрахунок №1-1	Розділ І. Будівельні роботи			
		Прямі витрати	66 244,456	66 244,456	
		у тому числі			
		Заробітна плата будівельників, монтажників	9 581,820	9 581,820	
		Вартість матеріальних ресурсів	53 310,184	53 310,184	
		Вартість експлуатації будівельних машин	2 642,452	2 642,452	
2	Розрахунок №1-2	Загальновиробничі витрати	5 409,846	5 409,846	
3		Всього прями і загальновиробничі витрати	71 654,302	71 654,302	

4	Розрахунок №2 (Додаток 8, Настанова п.25)	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проєктом (робочим проєктом)	680,716	680,716	
		Разом	72 335,018	72 335,018	
5	Розрахунок №5 (Додаток 8, Настанова)	Кошторисний прибуток (П) (18,11 грн./люд.-г.)	2 812,721	2 812,721	
6	Розрахунок №6 (Додаток 8, Настанова)	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ) (5,06 грн./люд.-г.)	785,885		785,885
		Разом по розділу I	75 933,624	75 147,739	785,885
7		Податок на додану вартість	15 186,725		15 186,725
		Всього по розділу I	91 120,349	75 147,739	15 972,610
8		у тому числі зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд, без ПДВ	102,107	102,107	
9		Податок на додану вартість	20,421		20,421
10		Всього зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд з ПДВ	122,528	102,107	20,421
11		Розділ II. Устаткування Витрати з придбання та доставки устаткування, що монтується	-		
12		Витрати з придбання та доставки устаткування, що не монтується, меблів, інвентарю	-		
		Разом по розділу II	-		
13		Податок на додану вартість	-		
		Всього по розділу II	-		
		Всього договірна ціна (р.І+р.ІІ)	91 120,349		

Склав

Перевірив

Шаповалов А.В.

Кадол Л.В.

(підпис, ініціали, прізвище, печатка)

(підпис, ініціали, прізвище, печатка)

Проектування будівництва житлової будівлі з дослідженням сучасних паливових фундаментів
(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторисний розрахунок на будівельні роботи № 02-001-001

на Загальнобудівельні роботи. Об'єкт основного призначення
(найменування робіт та витрат, найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

ОСНОВА:	Кошторисна вартість	63 429,302	тис. грн.
креслення(специфікації)№	Кошторисна трудомісткість	138,64160	тис. люд.-год
	Кошторисна заробітна плата	11 294,975	тис. грн.
	Середній розряд робіт	3,4	розряд

Складений в поточних цінах станом на 29 листопада 2024 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год. не зайнятих обслуговуванням машин	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	тих, що обслуговують машини	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
					6	7	8	9	10		
Розділ № 1 Земляні роботи											
1	КБ1-24-2	Зрізання рослинного шару бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 10 м, група ґрунтів 2	1000 м3 ґрунту	0,195	10 720,44	10 720,44	2 090	-	2 090	-	-
					-	2 241,02			437	25,2195	4,92
2	КБ1-17-14			3,9	41 667,82	40 188,90	162 504	5 585	156 737	22,1000	86,19

		Розроблення ґрунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами одноковшовими дизельними на гусеничному ході з ковшом місткістю 0,5 [0,5-0,63] м3, група ґрунтів 2	1000 м3 ґрунту		1 432,08	9 161,01			35 728	91,5654	357,11
3	С311-5-1	Перевезення ґрунту до 5 км (без урахування вартості навантажувальних робіт)	т	3 348,0	57,49	57,49	192 477	-	192 477	-	-
					-	8,80			29 462	0,0990	331,45
4	КБ1-163-8	Розробка ґрунту вручну, група ґрунтів 2	100м3 ґрунту	0,43	34 207,54	-	14 709	14 709	-	503,2000	216,38
					34 207,54	-			-	-	-
5	КБ1-27-2	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 2	1000 м3 ґрунту	0,552	7 512,53	7 512,53	4 147	-	4 147	-	-
					-	1 570,43			867	17,6730	9,76
6	КБ1-134-1	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками, група ґрунтів 1, 2	100 м3 ущільненого ґрунту	5,52	2 677,37	1 370,87	14 779	7 212	7 567	18,3600	101,35
					1 306,50	401,61			2 217	5,1175	28,25
		Разом прямих витрат по розділу № 1					390 706	27 506	363 018		403,92
									68 711		731,49
		Розділ № 2 Палі, Фундаменти									
7	КБ5-4-2	Заглиблення рейковим копром залізобетонних паль довжиною до 12 м у ґрунти групи 2	1м3 паль	262,0	3 587,15	2 484,10	939 833	130 788	650 834	6,5100	1 705,62
					499,19	403,00			105 586	4,0421	1 059,03
8	К58-1721-К706	Палі забивні залізобетонні марки С9-30 ГОСТ 19804.1-79	шт	324,0	6 037,97		1 956 302				
9	КБ5-10-1	Вирубування бетону з арматурного каркаса залізобетонних паль площею перерізу до 0,1 м2	1 паля	324,0	426,48	283,11	138 180	43 497	91 728	1,6900	547,56
					134,25	73,38			23 775	0,9394	304,37
10	КБ6-1-6			2,4722	361 046,78	9 635,58	892 580	79 646	23 821	435,8300	1 077,46

11	П160-17	Улаштування залізобетонних фундаментів загального призначення під колони, об'єм понад 3 м3 до 5 м3	100м3 бетону, бутобетону і залізобетону в ділі		32 216,55	3 674,97			9 085	40,8984	101,11
		Армура	т	8,158	42 000,00		342 636				
Разом прямих витрат по розділу № 2							4 269 531	253 931	766 383	3 330,64	
									138 446	1 464,51	
Розділ № 3 Підпірні стіни та стіни підвалу											
12	КБ6-13-8	Улаштування стін підвалів і підпірних стін залізобетонних висотою понад 3 м до 6 м, товщиною понад 500 мм до 1000 мм	100 м3 залізобетона в ділі	0,278	360 867,20	18 349,05	100 321	11 860	5 101	577,1500	160,45
					42 662,93	6 298,82			1 751	70,2011	19,52
13	П160-17	Армура	т	2,171	42 000,00		91 182				
14	КБ8-3-1	Гідроізоляція стін, фундаментів горизонтальна цементна з рідким склом	100 м2 поверхні, що ізолюється	1,47	10 988,12	-	16 153	2 979	-	26,7400	39,31
					2 026,36	-			-	-	-
Разом прямих витрат по розділу № 3							207 656	14 839	5 101	199,76	
									1 751	19,52	
Розділ № 4 Стіни, перемички, перегородки											
15	КБ8-20-7	Мурування стін із пінобетонних блоків з облицюванням у процесі мурування цеглою при висоті поверху до 4 м	1 м2 мурування	9 320,0	992,87	91,82	9 253 548	4 560 742	855 762	6,6200	61 698,40
					489,35	37,97			353 880	0,4216	3 929,31
16	П171-1024	Блоки пінобетонні товщиною 200 мм	м3	1 864,0	2 500,00		4 660 000				
17	С1422-10982	Цегла керамічна лицьова одинарна повнотіла з гладкою лицьовою поверхнею, розміри 250x120x65 мм, марка М150	1000шт	932,0	16 709,87		15 573 599				
18	КБ10-66-5	Утеплення стін пінополістеролом ПСБс-5 товщиною 120 мм	100 м2 стін	93,2	2 157,19	-	201 050	186 992	-	29,2300	2 724,24
					2 006,35	-			-	-	-
19	КБ7-11-1	Укладання перемичок масою від 0,3 до 0,7 т при найбільшій масі монтажних елементів у будівлі до 5 т	100 шт збірних конструкцій	4,6	26 257,60	17 059,72	120 785	39 598	78 475	117,8900	542,29
					8 608,33	6 245,54			28 729	72,5867	333,90

20	П171-83	Збірні залізобетонні конструкції перемичок	шт	460,0	3 200,00		1 472 000					
21	КБ8-23-7	Мурування перегородок з пінобетонних блоків товщиною 200 мм при висоті поверху до 4 м	1 м2 мурування	240,0	1 570,32	82,93	376 877	209 722	19 903	12,2800	2 947,20	
					873,84	34,29			8 230	0,3808	91,39	
22	П171-1024	Блоки пінобетонні товщиною 200 мм	м3	48,0	2 500,00		120 000					
		Разом прямих витрат по розділу № 4						31 777 859	4 997 054	954 140		67 912,13
										390 839		4 354,60
		Розділ № 5 Колони, перекриття										
23	КБ6-15-1	Улаштування колон цивільних будівель у металевій опалубці	100 м3 залізобетона в ділі	1,132	577 596,94	131 756,86	653 840	125 798	149 149	1 432,4400	1 621,52	
					111 128,70	49 234,03			55 733	547,2600	619,50	
24	П160-17	Арматура	т	22,64	42 000,00		950 880					
25	КБ6-22-2	Улаштування перекриттів безбалкових товщиною до 200 мм, на висоті від опорної площадки понад 6 м	100 м3 залізобетону в ділі	14,8188	553 363,96	16 407,17	8 200 190	1 890 184	243 135	1 704,8000	25 263,09	
					127 553,14	6 063,98			89 861	67,7750	1 004,34	
26	П160-17	Арматура	т	113,512	42 000,00		4 767 504					
		Разом прямих витрат по розділу № 5						14 572 414	2 015 982	392 284		26 884,61
										145 594		1 623,84
		Розділ № 6 Прорізи										
27	КБ10-22-2	Встановлення віконних блоків RENAУ	100 м2 прорізів	3,72	45 016,09	2 578,37	167 460	34 130	9 592	127,3200	473,63	
					9 174,68	873,43			3 249	8,5948	31,97	
28	П2016-385	Блоки віконні 2х2м -93 шт.	м2	372,0	1 900,00		706 800					
29	КБ10-26-1	Установлення дверних блоків RENAУ у зовнішніх і внутрішніх прорізах кам'яних стін, площа прорізу до 3 м2	100 м2 прорізів	3,18	29 343,78	6 902,73	93 313	34 057	21 951	139,6700	444,15	
					10 709,90	2 393,37			7 611	23,5338	74,84	
30	П2016-379	Блоки дверні - 106 шт.	м2	185,0	2 100,00		388 500					
		Разом прямих витрат по розділу № 6						1 356 073	68 187	31 543		917,78
										10 860		106,81
		Розділ № 7 Покрівля										

31	КБ12-1-1	Улаштування покрівель із трьох шарів покрівельних рулонних матеріалів (Лінокром)	100 м2 покрівлі	11,92	24 868,15	511,38	296 428	21 582	6 096	23,0700	274,99
					1 810,53	165,26			1 970		21,55
32	П171-901	Матеріали рулонні покрівельні (Лінокром)	м2	2 693,92	-	-	-	-	-	-	-
33	КБ12-22-1	Улаштування вирівнюючих стяжок цементно-піщаних товщиною 15 мм	100 м2 стяжок	11,92	9 682,40	1 892,66	115 414	29 433	22 561	38,3900	457,61
					2 469,24	589,71			7 029		77,11
34	КБ12-22-2	Улаштування вирівнюючих стяжок цементно-піщаних на кожний 1 мм зміни товщини	100 м2 стяжок	11,92	5 576,42	371,85	66 471	1 610	4 432	2,1000	25,03
					135,07	115,27			1 374		14,98
35	КБ12-20-1	Улаштування гідроізолю	100 м2 поверхні, що ізолюється	11,92	17 821,40	147,33	212 431	22 910	1 756	24,4900	291,92
					1 921,98	45,67			544		5,86
36	КБ12-20-4	Улаштування пароізоляції з поліпропілену	100 м2 поверхні, що ізолюється	11,92	10 022,77	55,07	119 471	12 786	656	14,6900	175,10
					1 072,66	17,07			203		2,18
37	КБ12-18-1	Утеплення покриттів пінополіуретаном в один шар	100 м2 покриття, що утеплюється	11,92	15 192,93	563,92	181 100	24 929	6 722	29,3900	350,33
					2 091,39	181,86			2 168		23,71
Разом прямих витрат по розділу № 7							991 315	113 250	42 223		1 574,98
									13 288		145,39
Розділ № 8 Конструкції купола											
38	КБ9-23-2	Монтаж металевих конструкцій купола	1 т конструкцій	12,2	9 893,62	3 031,59	120 702	78 679	36 985	88,3200	1 077,50
					6 449,13	901,88			11 003		111,33
39	П171-663	Стальні конструкції купола	т	12,2	45 000,00		549 000				
40	КБ12-18-1	Утеплення купола пінополіуретаном в один шар	100 м2 покриття, що утеплюється	2,005	15 192,93	563,92	30 462	4 193	1 131	29,3900	58,93
					2 091,39	181,86			365		3,99
41	П171-524	Пінополіуретан	м2	206,515	120,00		24 782				
42	КБ9-15-1	Монтаж покриття купола з оцинкованого листового металу	100м2	2,005	35 833,64	17 778,28	71 846	18 268	35 645	117,4400	235,47
					9 111,00	6 044,96			12 120		119,51

43	C111-1794	Сталь покрівельна, марка СТК-1, товщина листа 0,80 мм	т	1,0025	60 080,04		60 230					
		Разом прямих витрат по розділу № 8					857 022	101 140	73 761		1 371,90	
									23 488		234,83	
		Розділ № 9 Підлога										
44	КБ11-11-1	Улаштування стяжок цементно пісчаних товщиною 20 мм	100 м2 стяжки	12,44	10 991,80	100,45	136 738	49 794	1 250	56,2500	699,75	
					4 002,75	85,48			1 063	1,0323	12,84	
45	КБ11-39-1	Улаштування покриттів з лінолеуму полівінілхлоридного на клеї 'Бустилат'	100 м2 покриття	12,44	7 598,66	6,48	94 527	52 593	81	55,7900	694,03	
					4 227,77	5,51			69	0,0666	0,83	
46	П2016-3004	Лінолеум полівінілхлоридний	м2	1 268,88	210,00		266 465					
47	КБ11-28-2	Улаштування покриттів із плиток керамічних багатокольорових	100 м2 покриття	2,56	36 790,89	142,81	94 185	30 351	366	160,3900	410,60	
					11 856,03	103,21			264	1,2489	3,20	
		Разом прямих витрат по розділу № 9					591 915	132 738	1 697		1 804,38	
									1 396		16,87	
		Розділ № 10 Оздоблювальні роботи										
48	КБ15-37-1	Високоякісне штукатурення цементно-вапняним розчином механізованим способом	100 м2 поверхні штукатурення	26,2	19 726,43	466,95	516 832	325 361	12 234	137,8900	3 612,72	
					12 418,37	357,07			9 355	5,1084	133,84	
49	КБ15-152-3	Високоякісне фарбування приміщень водоемульсійними розчинами	100 м2 поверхні фарбування	22,45	3 110,28	1,08	69 826	32 621	24	17,8200	400,06	
					1 453,04	0,92			21	0,0111	0,25	
50	П2016-3053	Фарба малярська клейова	т	0,6113	15 700,00		9 597					
51	КБ15-251-1	Обклеювання стін шпалерами простими та середньої цупкості	100 м2 поверхні обклеювання і оббивання	38,2	4 748,62	1,08	181 397	105 740	41	35,6800	1 362,98	
					2 768,05	0,92			35	0,0111	0,42	
52	КБ15-152-1	Поліпшене фарбування приміщень клейовими розчинами стін	100 м2 поверхні фарбування	3,05	2 571,08	1,08	7 842	3 252	3	14,0700	42,91	
					1 066,22	0,92			3	0,0111	0,03	
53	П2016-3053	Фарба малярська клейова	т	0,074	-		-					
54	КБ15-183-1	Декоративне штукатурення фасаду		22,2	23 976,18	-	532 271	450 219	-	231,3500	5 135,97	

55	П2016-8062	Суміш суха модифікована полімерцементна для шпаклювання	100 м2 поверхні кг	4 440,0	20 280,14 140,00	-	621 600		-	-	-
56	П2016-946	Шпаклівка декоративна в'язуча, кольорова і біла СТ-68	кг	7 104,0	150,00		1 065 600				
Разом прямих витрат по розділу № 10							3 004 965	917 193	12 302		10 554,64
									9 414		134,54
Разом прямих витрат по кошторису							58 019 456	8 641 820	2 642 452		114 954,74
Разом прямі витрати							грн. 58 019 456				8 832,40
в тому числі:											
вартість матеріалів, виробів і комплектів							грн. 46 735 184				
вартість ЕММ							грн. 2 642 452				
в т.ч. заробітна плата в ЕММ							грн.	803 787			
заробітна плата робітників							грн.	8 641 820			
всього заробітна плата							грн.	9 445 607			
Загальновиробничі витрати							грн. 5 409 846				
трудомісткість в загальновиробничих витратах							люд-г				14 854,46
заробітна плата в загальновиробничих витратах							грн.	1 849 368			
Всього по кошторису							грн. 63 429 302				
Кошторисна трудомісткість							люд-г				138
Кошторисна заробітна плата							грн.	11 294 975			641,60

Склав

Шаповалов А.В.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

Кадол Л.В.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Техніко – економічні показники проекту

№ пп.	Найменування показників	Од. виміру	Значення показника
1	Площа забудови	м ²	1221
2	Загальна площа будівлі	м ²	7190
3	Будівельний об'єм	м ³	26050
4	Вартість будівництва об'єкта	тис. грн.	91120,349
	із неї: будівельно-монтажних робіт	тис. грн.	75147,739
5	Вартість будівництва об'єкта:		
	на 1м ² загальної площі	тис.грн/м ²	12,673
	на 1м ³ будівельного об'єму	грн/м ³	3,498
6	Вартість загальнобудівельних робіт:		
	всього	тис. грн.	63429,302
	на 1м ² загальної площі	тис.грн/м ²	8,821
	на 1м ³ будівельного об'єму	грн/м ³	2,435
7	Трудомісткість будівельно-монтажних робіт по об'єкту		
	кошторисна	тис. люд.-год.	153,852
8	Витрати праці при виконання БМР на 1м ² загальної площі		
	кошторисні	люд.-дн.	2,675
9	Витрати праці при виконанні БМР на 1м ³ будівельного об'єму		
	кошторисні	люд.-дн.	0,738
10	Кошторисна заробітна плата:		
	на виконання БМР	тис. грн.	12944,975
	на виконання загальнобудівельних робіт	тис. грн.	11294,975
11	Договірна ціна:		
	на будівництво об'єкта	тис. грн.	.
12	Кошторисна заробітна плата на 1грн.договірної ціни		
	при виконанні БМР	грн.	0,16
	при виконанні загальнобудівельних робіт	грн.	0,15
13	Рентабельність:		
	загальнобудівельних робіт	%	14
	БМР по об'єкту будівництва	%	15

6.1. Аналіз небезпечних і шкідливих виробничих чинників

Таблиця № 6.1

№ п/п	Вид робіт	Небезпечні і шкідливі виробничі чинники	Характер дій, наслідки
1	Земляні роботи. Роботи підготовчого періоду	1. Падіння людей в котлован 2. Перекидання будівельних машин 3. Обвалення земляного масиву на тих, що працюють в котловані	Травми, удари Травми, удари, втрати свідомості Травми різних мір тяжкості
2	Забивання паль	1. Вплив шуму 2. Вплив вібрації при роботі на копровій установці	Перевтома, головний біль, зниження слуху. Перевтома, головний біль, болі в суглобах
3	Зварювальні роботи	1. Поразка електричним струмом 2. Дія шкідливих газів і випарів. 3. Дія променистої енергії	Електротравми, опіки різних мір. Отруєння, хвороби органів зору і дихання. Опіки різних мір
4	Зведення надземної частини будівлі і монтажні роботи	1. Падіння крану внаслідок втрати стійкості, просіли шляхів кранів, падіння монтованих елементів. 2. Падіння навісних люльок, подмостей, робочого інструменту 3. Падіння людей 4. Тривала дія сонячної радіації. 5. Небезпека при роботі з вантажопідіймальними механізмами	Важкі травми, смертельні випадки Травми різних мір тяжкості, загибель робітників. Травми різних мір тяжкості, загибель робітників. Теплові і сонячні удари Травми, смертельні випадки
5	Бетонні роботи	1. Дія шуму і вібрації при укладанні бетонної суміші	Перевтома, головний біль, зниження слуху.
6	Оздоблювальні роботи	1. Дія цементного і вапняного пилу 2. Дія випарів фарб	Силикози, кон'юнктивити. Отруєння, головний біль
7	Електротехнічні роботи	1. Небезпека поразки струмом при перевірці систем електропостачання	Електротравми, опіки різних мір.
8	Покрівельні роботи	1. Падіння робітників з висоти	Травми, загибель робітників
9	Навантажувально-розвантажувальні роботи	1. Падіння робітників з машин 2. Падіння деталей 3. Стомлення при фізичній роботі	Травми Травми, удари Перевтома, головний біль

6.2. Організація безпеки на будівельному майданчику

Розташування постійних і тимчасових споруд, транспортних комунікацій, мереж тепло-, водо- і електропостачання, установка будівельних машин і механізмів, майданчиків для складування і інших об'єктів на будівельному майданчику повинно строго відповідати рішенням, прийнятим в проектній документації і її організації.

Проект виробництва робіт повинен передбачати передову технологію, застосування раціональних пристосувань і оснащення, високу культуру виробництва і таку організацію праці, яка при високій продуктивності забезпечила б дотримання правил техніки безпеки і запобігала б виробничому травматизму. Крім того, в проекті виробництва робіт мають бути вирішені питання забезпечення техніки безпеки при одночасному виконанні різних будівельно-монтажних процесів в різних рівнях по висоті, освітлення фронту робіт і усього майданчика, охорони або тимчасового обгороджування небезпечних зон, профілактики електротравматизму.

До початку будівництва на майданчиках споруджують під'їзні шляхи і внутрішньобудівельні дороги, що забезпечують зручні під'їзди і проїзди ваговитих транспортних засобів, що здійснюють підвезення матеріалів, деталей і конструкцій. Як правило, на будівельному майданчику влаштовуються крізні дороги з устаткуванням на них спеціальних розширень для розвантаження транспорту.

У проекті виробництва робіт розробляється система одностороннього (без зустрічного потоку) руху автотранспорту, даються рекомендації по розміщенню дорожніх знаків; вказуються місця розставлення контейнерів і штабелів з матеріалами і конструкціями, прийому розчину, стоянки автотранспорту. Для забезпечення безпеки виробництва робіт в темний час доби усі місця можливого виконання робіт підлягають освітленню відповідно до норм.

До початку будівництва на майданчику відповідно до проекту зводимо усі необхідні санітарно-побутові приміщення.

Об'єм і номенклатура здійснюваних заходів щодо охорони праці при організації будівельно-монтажного майданчика залежить від: місця розташування об'єкту будівництва і кліматичних умов; об'єму будівельно-монтажних робіт; числа субпідрядних організацій, що працюють на об'єкті; планових термінів зведення об'єкту.

При зведенні будівель і споруд найбільш складними і небезпечними є роботи, пов'язані з монтажем будівельних конструкцій, тому особливу увагу приділяють питанням забезпечення безпечних умов виробництва цих робіт.

На монтажному майданчику існують зони, де постійно або потенційно діють небезпечні виробничі чинники.

До зон постійно діючих небезпечних виробничих чинників відносяться ділянки: поблизу неізольованих токоведущих частин електроустановок; поблизу виїмок, канав, траншей і тому подібне; у місцях, де знаходяться шкідливі речовини.

До зон потенційно діючих небезпечних виробничих чинників відносяться ділянки: поблизу виробництва монтажних робіт; поверхи будівлі, над якими відбувається монтаж конструкцій; поблизу необгороджених технологічних отворів і отворів в перекриттях, покриттях, до яких можливий доступ людей, - місця установки устаткування, вентиляційних камер, ліфтів, сходових клітин і тому подібне; поблизу місць переміщення машин, монтажних механізмів, а також місця, над якими відбувається переміщення вантажів кранами.

Для попередження доступу сторонніх осіб у вказані небезпечні зони застосовують різні типи обгороджувань, що встановлюються на визначуваній розрахунком відстані від джерел небезпеки і вимоги, що відповідають, ГОСТ 23407-78.

Обгороджування по функціональному призначенню підрозділяють на захисні, захисно-охоронні і сигнальні.

По конструктивному рішенню захисні обгороджування виготовляють у вигляді збірно-розбірних дерев'яних щитів з уніфікованими елементами, з'єднання і деталями кріплення, а сигнальні - у вигляді металевих або залізобетонних стійок заввишки 0.8м, по яких натягнуть прядивних, сталевий або капроновий канат або дріт.

Захисні обгороджування служать для запобігання неумисному доступу сторонніх осіб в небезпечну зону, а сигнальні - для попередження про межі небезпечної зони.

Захисно-охоронні і захисні обгороджування застосовують для позначення меж небезпечних зон, де постійно діють небезпечні виробничі чинники, а сигнальні - де потенційно діють небезпечні виробничі чинники.

Небезпечні зони будівельного майданчика при монтажі об'єктів в населених місцях або на території діючих підприємств захищають захисно-охоронними і захисними обгороджуваннями, а в ненаселених місцях - сигнальними обгороджуваннями. На додаток до обгороджувань небезпечні зони означають відповідними знаками безпеки (ГОСТ 12.4.026-76*) і написами встановленої форми. Ці знаки і написи розташовують безпосередньо на обгороджуваннях або на стендах, що окремо стоять.

Межі небезпечних зон при монтажі будівель і споруд заввишки більш 70м найдоцільніше і безпечно приймати рівною $1/6$ висот споруди, що зводиться, що перевищує вимоги СНиП 12.04-02.

На монтажному майданчику передбачають умови стоку атмосферних вод через постійну або тимчасову водостічну мережу або шляхом забезпечення ухилу майданчика, передбаченого проектом виробництва робіт.

У зоні дії монтажних механізмів, як правило, не допускається наявність виїмок, котлованів, траншей і тому подібне. За наявності таких їх захищають або закривають щитовим настилом. Причому в темний час доби обгороджування означають електричними сигнальними лампами напругою не вище 42В.

Межі небезпечних зон, в межах яких існує небезпека для людей у зв'язку з падінням предметів з висоти

Таблиця № 6.2

Висота можливого падіння предметів, м	Поблизу місць переміщення вантажів (від горизонтальної проекції траєкторії максимальних габаритів переміщуваного вантажу машинами), м	Поблизу будівлі, що будується, або споруди (від її зовнішнього периметра), м
До 10	—	4
До 20	7	5
20-70	10	7
70-120	15	$1/6$ висот будівлі, що зводиться

120-200	20	Те ж
200-300	25	Те ж
300-450	30	Те ж

6.3.Безпека праці при проведенні монтажних робіт

6.3.1.Падіння крану. Внаслідок втрати стійкості, просідання шляхів кранів, падіння монтованих елементів.

Для запобігання дії небезпеки виконуються: контроль положення крану при проведенні робіт; забороняється виконувати підйом конструкцій, що мають вагу більшу максимально допустимої в паспорті крану; проведення робіт з підготовки і ущільнення майданчика роботи крану; контроль справності підйомних механізмів, обмежувачів підйому і повороту; контроль справності строповочних пристроїв, крюків, захоплень; дотримання правил і послідовності ведення монтажу кожної конструкції; способи строповки унеможливають падіння або ковзання вантажу; строповка елементів виробляється так, щоб забезпечувалася їх подача до місця установки в положенні, близькому до проектного; забороняється підйом збірних залізобетонних конструкцій, що не мають монтажних петель або міток, правильну строповку і монтаж; на ділянці, де ведуться монтажні роботи, не допускається виконання інших робіт і знаходження сторонніх осіб; не допускається знаходження людей під монтованими елементами конструкцій до їх установки в проектне положення.

Падіння навісних люльок, подмостей, робочого інструменту.

Для запобігання дії небезпеки виробляється: строповку проводять інвентарними стропами виготовленими за проектом; правильне кріплення конструкцій подмостей, лебідок; контроль стану тросів.

6.3.2.Падіння людей.

Для запобігання дії небезпеки виконується: не допускається перебування людей на елементах конструкцій і устаткування під час їх підйому; не допускається виконання монтажних робіт на висоті у відкритих місцях при швидкості вітру більше 15 м/з, ожеледиці, грозі, тумані, що виключає

видимість в межах фронту робіт; в процесі монтажу конструкцій монтажники повинні знаходитися на раніше встановлених і надійно закріплених конструкціях або засобах підмоцнування; монтажники, що знаходяться на конструкціях що не дає можливість пристрою подмостей повинні застосовувати монтажні пояси і страхувальні канати; робоче місце монтажника не має бути слизьким, захаращено будівельним сміттям, інвентарними інструментами; робітником - монтажникам в комплекті одягу видаються каски "будівельник" ГОСТ 12.4.128-83, чоботи з підошвою що перешкоджає ковзанню ГОСТ 12.4.103-83, рукавиці ГОСТ 12.4.010-75.

Тривала дія сонячної радіації, негативних температур і вітру.

Для запобігання дії небезпеки виробляється: для захисту тих, що працюють від сонячної радіації кожні 45 хвилин робочого часу влаштовується перерва 15 хвилин, в який робітники можуть ховатися під навісом; забороняється вести роботи на відкритому повітрі при температурі нижче - 35 З°; під час технологічної і обідньої перерви робітники можуть обігріватися в побутових приміщеннях; не допускається виконання монтажних робіт на висоті у відкритих місцях при швидкості вітру більше 15 м/з; у зимовий час робітникам видаються ватні рукавиці, ватні штани; теплі підшоломники, тілогрійки, валянки.

Незручне положення, що приймається монтажниками при роботі.

Для запобігання дії небезпеки виробляється: кожні 45 хвилин робочого часу влаштовується перерва 15 хвилин; під час строповки конструкцій або їх установці в проектне положення робітники знаходяться на протилежних місцях можуть відпочивати; під час чергової відпустки працівникам будівельно-монтажних підрозділи надаються путівки в санаторії профілакторії.

Психологічний дискомфорт, що виникає у монтажників на висоті без пристроїв, що захищають.

6.4. Безпека робіт при експлуатації будівельних машин і механізмів

Сучасні будівельні об'єкти оснащені різноманітними машинами, устаткуванням і механізованим інструментом. З року в рік вони удосконалюються, з'являються нові машини з кращими експлуатаційними властивостями, проте забезпечення безпеки машин залишається незмінно найважливішою проблемою. Більшість будівельних машин по своїх технічних і експлуатаційних властивостях можна віднести до засобів підвищеної небезпеки. В першу чергу до таких засобів відносяться підйомно-транспортні, землерийні, дорожно-будівельні, устаткування для отримання і зберігання стислих газів і так далі. В основному експлуатація будівельних машин відбувається за несприятливих умов виробничого середовища.

Аналіз виробничого травматизму в будівельних організаціях показує, що близько чверті нещасних випадків відбувається при експлуатації будівельних машин. Основними небезпечними виробничими чинниками, з якими зустрічаються люди при експлуатації будівельних машин, є: дія механічної сили, можливість поразки електричним струмом, несприятливі чинники виробничого середовища (мікроклімат, шум, вібрація, запиленість і загазованість повітря робочої зони, теплове випромінювання і тому подібне), підвищені фізичні і нервово-психічні навантаження, невідповідність устаткування робочого місця вимогам ергономіки.

Дія механічної сили може проявлятися в наступній формі: наїзд на людей, перекидання машини, травмування тих, що працюють рушійними конструкціями, частями і деталями, падіння з висоти, обвалення ґрунту та ін.

Машина може бути джерелом підвищеної запиленості і загазованості в кабіні і зовні, підвищених рівнів шуму і вібрації. Якщо в машині використовується електричний струм, то можуть з'явитися умови для виникнення електротравматизму. Можливість поразки електричним струмом виникає також при роботі будівельних машин у ліній електропередач. Причинами, що обумовлюють небезпечну і шкідливу дію вказаних вище чинників на людей, є конструктивна недосконалість машин, недостатні

міцність, надійність і стійкість, помилкова і недисциплінована поведінка машин, що працюють при експлуатації, і д.р.

Завдання забезпечення безпеки машин вирішують на стадії конструювання, виготовлення і експлуатації (транспортування, зберігання, монтаж, застосування, технічне обслуговування і профілактичний ремонт).

На етапі конструювання і виготовлення для забезпечення безпеки проводять наступні основні заходи:

- выбор найбільш безпечного принципу роботи машини, що забезпечує високу надійність, міцність і стійкість і д.р.;
- применение автоматичних систем управління і роботів;
- применение в машині необхідних пристроїв безпеки;
- назначение безпечних швидкостей роботи машин і механізмів;
- назначение необхідних колективних і індивідуальних засобів захисту людей;
- применение в конструкції безпечних і нешкідливих матеріалів;
- обеспечение електробезпеці і взривопожаробезопасности.

В процесі експлуатації безпеку машин підтримують низкою технічних і організаційних заходів :

- использованием машин і устаткування відповідно до проекту виробництва робіт, технічних норм і інших документів, що визначають їх техніку безпеки;
- обеспечением надійності;
- обучением і інструктажами тих, що працюють;
- выполнением прийнятого порядку допуску до самостійної роботи на машинах;
- внедрением передового досвіду по експлуатації машин.

6.5.Технічні способи, що забезпечують електробезпеку

Надійна електрична ізоляція різних токоведущих дротів (внутрішні електричні мережі, статори обмотки електродвигунів і тому подібне) є основою забезпечення електробезпеки. Теоретично надійна і якісна

електрична ізоляція може забезпечити 100% електробезпеку для захищених частин і мереж, що знаходяться під напругою. Проте на практиці електрична ізоляція може бути зруйнована від механічних ушкоджень, дії хімічно активного середовища, підвищеної температури, неправильної експлуатації електроустановок. При цьому може з'явитися напруга на корпусах машин і устаткування, які зазвичай не знаходяться під напругою. У електротехніці розрізняють робочу, додаткову, подвійну і посилену ізоляцію.

Робочою є електрична ізоляція токоведущих частин електроустановки, що забезпечує її нормальну роботу в заданих умовах експлуатації.

Додатковою називають ізоляцію, передбачену додатково до робочої для захисту від ушкодження електричним струмом у разі ушкодження робочої ізоляції.

Подвійна ізоляція є електричною ізоляцією, що складається з робочої і додаткової ізоляції.

Посилена ізоляція - це поліпшена робоча ізоляція, що забезпечує таку міру захисту від поразки струмом, як і подвійна ізоляція.

Електрична ізоляція силової або освітлювальної електропроводки вважається достатньою, якщо її опір між дротом кожної фази і землею, або між різними фазами на ділянці, обмеженій послідовно включеними плавкими запобіжниками, становить не менше 0.5 Мом .

Занулення - перетворення замикання на корпус електроустановки в однофазне коротке замикання. В результаті виникає великий струм короткого замикання, який викликає спрацьовування струмового захисту і відключення пошкодженої ділянки.

Захисне заземлення забезпечує захист людей від поразки електричним струмом при дотику до металевих нетокведущим частин устаткування, які можуть виявитися під напругою в результаті ушкодження електричної ізоляції.

Захисне відключення - швидкодіючий захист що забезпечує автоматичне відключення електроустановки при зміні (більш встановлених меж)

параметрів електроустановки або електричної мережі (поява напруги на корпусі, зменшення опору фазного дроту відносно землі та ін.).

6.6. Розрахунки з техніки безпеки

6.6.1. Розрахунок стійкості кран-вежі

Крани-вежі застосовують як один з основних вантажопідйомних пристроїв в житловому будівництві.

Перевірка стійкості кранів веж включає розрахунок вантажної стійкості як для максимального, так і для мінімального вильотів стріли; розрахунок власної стійкості для робітника і неробочого станів. Розрахунок виробляється без урахування рейкових захоплень.

Для забезпечення вантажної стійкості потрібне виконання умови :

$$kQ_r^H v_r + M_{w1}^H + M_g \leq mQ_k^H v_k ,$$

k - коефіцієнт перевантаження, режим роботи, що враховує, вантажопідйомність і сфера застосування крану;

$k=1.4$ - без урахування ухилу шляху і дії додаткових навантажень;

$k=1.15$ - з урахуванням ухилу шляху і дії додаткових навантажень;

m - коефіцієнт умови роботи;

$m=0.95$ - для середнього і багатоповерхового житлового і цивільного будівництва;

$m=0.75$ - для сільського будівництва;

Q_r - нормативне навантаження від ваги крану;

v_r - відстань від центру маси вантажу до ребра перекидання, м;

Q_k^H - нормативна вага крану, кН;

Відстань від центру тяжіння крану до ребра перекидання:

$$v_k = (v + c) \cos \alpha - h \sin \alpha ,$$

c - відстань від центру тяжіння крану до його осі обертання, м;

v - відстань від осі крану до ребра перекидання, м;

$h = h_0 = h_1$ - відстань від центру тяжіння до основи крану, м;

M_{wl} - момент відносно ребра перекидання від вітрового навантаження, діючого на кран і вантаж, (кН×м);

Момент відносно ребра перекидання від динамічних навантажень розраховується по наступній формулі:

$$M_g = M_1^g + M_2^g ;$$

α - кут нахилу шляху крану, град.;

$\alpha=2^\circ$ - для тимчасових шляхів; $\alpha=0^\circ$ - для постійних шляхів.

Таблиця № 6.3

Розрахункові формули для визначення орієнтовних вагів основних елементів крану (для визначення положення центру тяжіння крану) вежі

Параметри	Кран вежі	
	З поворотною вежею	з поворотною голівкою
Баласт	—	$Q_b \approx 0.24 Q_k$
Противага (контрвантаж)	$Q_{п.} \approx (0.34-0.5) Q_k$	$Q_{п.} \approx 0.1 Q_k$
Стріла	$Q_c \approx 0.05 Q_k$	$Q_c \approx 0.05 Q_k$
Вежа	$Q_b \approx 0.13 Q_k$	$Q_b \approx 0.15 Q_k$
Лебідка підйому вантажу	$Q_{л.} \approx 0.04 Q_k$	$Q_{л.} \approx 0.04 Q_k$
Поворотна платформа	$Q_{п.п.} \approx 0.09 Q_k$	—
Портал	—	$Q_{п.} \approx 0.14 Q_k$
Консоль контрвантажу	—	$Q_{к.к.} \approx 0.07 Q_k$
Лебідка зміни вильоту	$Q_{л.в.} \approx 0.04 Q_k$	$Q_{л.в.} \approx 0.04 Q_k$
Механізм пересування крану	$Q_{м.п.} \approx 0.04 Q_k$	$Q_{м.п.} \approx 0.04 Q_k$
Стрілоподійомний поліспаст	$Q_{с.п.} \approx 0.005 Q_k$	$Q_{с.п.} \approx 0.005 Q_k$
Ходові візки і колеса 4комплекта	$Q_{х.т.} \approx 0.07 Q_k$	$Q_{х.т.} \approx 0.07 Q_k$
Кабіна управління	$Q_{к.у.} \approx 0.02 Q_k$	$Q_{к.у.} \approx 0.02 Q_k$

Власну стійкість перевіряємо для робітника і неробочого станів. У робочому стані кран стоїть на ухилі з максимально піднятою стрілою без вантажу. На кран діють вітрове навантаження робочого стану, прагнуче перевернути кран під уклон у бік противаги, а також динамічні навантаження від раптового зняття вантажу з крюка. При цьому вважають, що на стрілу крану діє навантаження, спрямоване вгору по осі підйомного каната, і вітер

$$M_{\text{в}} + M_{\text{г}} \leq 0.95M_2,$$

$$\text{де } M_{\text{г}} = 0.3Q_r e_r;$$

$M_{\text{в}}$ - момент від нормативної складової вітрового навантаження робочого стану, кН.

Власна стійкість крану в неробочому стані:

$$M_{\text{в}} + M_{\text{г}2} \leq 0.95M_2,$$

де $M_{\text{г}2}$ - динамічне навантаження від пульсації вітру.

Власна стійкість крану визначаємо по формулі:

$$k_2 = M_2 / M_{\text{в}2} \geq 1.15.$$

Загальна маса крану $G_k = 84,4\text{т}$, вантажопідйомність при найбільшому і найменшим вильоті стріли 4 і 8т; маса підвіски крюка $G_{\text{к.п.}} = 77,4\text{т}$; висота підйому вантажу при найбільшем-33м і найменшим 48м вильоті стріли; вильоти відповідно 25м і 12,5м; колія крану 6м; кут нахилу 2° . Швидкість підйому вантажу $V = 0,46\text{м/с}$. Частота обертання поворотної частини крану $n = 0,7\text{хв.}^{-1}$. Висота до шарніра стріли 33м.

Рішення: Визначаємо положення центру тяжіння крану, користуючись формулами. Отримані дані зводимо в таблицю №6.4. Центр тяжіння окремих елементів вважаємо прикладеним в центрі елементу.

Таблиця №6.4

Елементи крану	Q _i , кН	Координати, м		Момент, кН×м	
Поворотна частина крану з вантажною стрілою лебідками і візком	264,9	0	1,09	0	275
Стріла	41,38	13,75/ 7,75	33,5/ 48		1650,5/ 2205
Вежа з кабіною	124,16	1,25	25	130,6	2535
Противага	318,5	-3	2,67	-880	765,8
Сума	748,94			230,4/ 456	5789/ 6030

При найбільшому (горизонтальному)

$$C = \sum M_{xi} / \sum Q_i = (-230,4) / 748,94 = -0,31\text{м}$$

$$h = \sum M_{yi} / \sum Q_i = 5789 / 748,94 = 7,73\text{м}$$

При найменшому (похилому) вильоті стріли

$$C = \sum M_{xi} / \sum Q_i = (-456) / 748,94 = -0,61\text{м}$$

$$h = \sum M_{yi} / \sum Q_i = 6030 / 748,94 = 8,05\text{м}$$

Коефіцієнт власної стійкості

$$k_2 = M_2 / M_{B2} \geq 1,15$$

Момент, утримуючий кран від перекидання у бік противаги, $M_2 = 764((3-0,66) \times 0,99 - 8,7 \times 0,035) = 1537 \text{ кН} \times \text{м}$

Вітровий тиск, діючий на висоті 20м, складає 700 Па; вітровий тиск на голівці стріли, виступаючий над краном на 48-33=15м, $P_{B2} = 700 + 150 = 850 \text{ Па}$.

Середній тиск, що робиться на кран на висоті 21,5 м, $(700 + 850) / 2 = 775 \text{ Па}$.

Перевертаючий вітровий момент, діючий на кран на висоті 21,5м, $M = 775 \times 1,4 \times 0,4 \times 2,6 \times 33 \times 21,5 = 800,6 \text{ кН} \times \text{м}$

Коефіцієнт власної стійкості

$$k_2 = M_2 / M_{B2} = 1537 / 1043,24 = 1,92 \geq 1,15$$

Кран стійкий.

7.1. Кліматичні умови будівництва

Проект розроблено для будівництва в II температурній зоні з розрахунковими середніми температурами зовнішнього повітря:

- найбільш холодної доби, із забезпеченням $0,98^{\circ}\text{C}$ ($t_1^{0,98} - 26^{\circ}$);
- найбільш холодної доби, із забезпеченням $0,92^{\circ}\text{C}$ ($t_1^{0,92} - 28^{\circ}$);
- найбільш холодних п'яти діб, із забезпечен. $0,92^{\circ}\text{C}$ ($t_5^{0,92} - 23^{\circ}$).

Зона вологості району будівництва - суха.

Взимку переважають південне - східні вітри, влітку - північні та північне - західні.

Гідрогеологічні умови майданчику сприятливі. Грунтові води на майданчику будівництва розташовані на глибині 8,5 м від поверхні землі.

Середньорічна швидкість вітру складає 5,0 м/с. Найбільше значення швидкості вітру спостерігається в зимові і весняні місяця (до 5,6-5,8 м/с), найменші - в літні, початок осені (4,1-4,4 м/с).

7.2. Охорона та стан навколишнього середовища

У основу ухвалених рішень встановлені принципи максимально-можливого збереження рельєфу, створення мікрорельєфу на ділянці забудови. При виконанні землерийних робіт в період будівництва в першу чергу знімається і складається у бурти родючий шар ґрунту, який далі використовується для рекультивації порушених і бідних земель,

$$h_{\text{пл.шару}} = 0,4 \text{ м}, V = 2000 \text{ м}^3.$$

При будівництві і ритті траншей і каналів під інженерні мережі використовується транспортно-монтажна техніка, яка виділяє у атмосферу незначну кількість шкідливих газів.

Для проїзду транспорту в період риття траншей і каналів передбачається влаштування тимчасових під'їзних шляхів. Забороняється бездоріжнє пересування транспортних засобів і технологічного устаткування, оскільки це пов'язано з важливим від'ємним впливом на рослинний шар.

Усі споруджені канали після їх використання, тобто розміщення в них водопровідних і каналізаційних труб, опалювальних мереж і електрокабелів підлягають засипці землею. В зв'язку з тим, що в каналах розміщуються усі згадані інженерні мережі, а розрихлена порода займає великий обсяг, частина її залишається на поверхні. З породи, що залишилася, формують вал безпосередньо над виритою каналом.

Треба застосовувати поздовжню схему переміщення ґрунту. Внутрішньодільничні дороги треба підтримувати у доброму стані і в суху погоду періодично зволожувати водою.

Після закінчення будівництва тимчасові дороги ліквідуються, а територія, на якій вони були викладені, упорядковується.

При зварюванні фіксується інтенсивне пило- і газовиділення, а також інтенсивне тепловиділення.

До найбільш шкідливих газів при операціях зварки і різки відносяться оксид азоту (особливо NO_2), оксид вуглецю, фтористий водень.

Основними компонентами пилу при цих процесах є:

- оксиди заліза – 41 %;
- оксид марганцю – 18 %;
- оксид кремнію – 6 %,

Найбільш шкідливі оксиди марганцю викликають органічні захворювання нервової системи, легенів, печінки та крові.

До найбільш шкідливих газів при зварюванні та різанні відносять оксиди азоту, СО та озон (ГДК = $0,1 \text{ мг/м}^3$).

Крім аерозолів та пилу – променева енергія зварювальної дуги викликає опіки відкритих частин тіла.

Ручне зварювання – найбільш шкідливий процес. При контактному електрозварюванні пилу в середньому 7 мг/м^3 (ГДК = 4 мг/м^3).

При роботі з вентиляцією концентрація пилу не більш $1,21 \text{ мг/м}^3$. при використанні порошкового дроту $8 \div 12 \text{ ч/кг}$ – пилу; $0,8 \text{ ч/кг}$ – оксидів азоту; $0,2 \div 0,7 \text{ ч/кг}$ – оксидів марганцю; $0,2 \div 1 \text{ ч/кг}$ – фтористих з'єднань.

Концентрація пилу в зоні руху зварювальника - $10 \div 30$ мг/м³, оксидів марганцю – до 1 мг/м³.

При роботі на відкритій місцевості значення концентрації шкідливих речовин при зварюванні в основному знаходяться у межах ГДК (наприклад, пилу – до 1,2 мг/м³).

При зварюванні і різанні у закритих приміщеннях необхідно забезпечити надходження на робочі місця свіжого повітря за рахунок природної аерації або штучно, за рахунок примусової вентиляції.

Котли при розігріві бітуму, який використовують при будівництві, передбачається розташовувати не ближче 200 м від будівлі і не ближче 30 м від місця виробництва будівельних робіт, що забезпечує розсіювання шкідливих речовин, які виділяються (бензолу, фенолу, вуглеводів, оксиду азоту та ін.) до значень гранично допустимої концентрації. Ці котли повинні бути обов'язково закриті щільними кришками.

Для зниження шкідливих екологічних наслідків при спорудженні канал передбачається виконання основних землерийних операцій у другій половині весни, літом і першій половині осені.

Крім того, обмеження швидкості руху на ґрунтових шляхах сприяє істотному зниженню здіймання пилу. Наприклад, зниження швидкості з 65 до 40 км/год скорочує інтенсивність пиловиділення на 70 %.

Майданчик для будівництва площею 1 га знаходиться в середині заводу біля внутрішньозаводської автодороги.

Майданчик цеху знаходиться досить далеко від житлових кварталів міста Кривого Рогу.

В цеху будуть складуватися легкозаймісті матеріали, а персонал займається тільки завантажувально-розвантажувальними роботами, тому технологічний процес не становить загрози для навколишнього середовища і не потребує спеціальних заходів по його охороні.

Для захисту від пилу та шуму в благоустрою території передбачена посадка дерев і чагарників. Озеленення території грає велику роль в покращенні екологічного стану на майданчику заводу.

Найбільш стійкими до забруднення є такі дерева як акація біла, клен та інші.

З заходів по догляду за зеленими насадженнями на майданчику заводу, особливо біля асфальтних доріг важливим є регулярні поливи, розрихлення ґрунту, змивання пилу з стовбурів дерев, занесення добрив в ґрунт.

Акустичне середовище також є важливим фактором який впливає на самопочуття працюючих як в цеху складів так і на майданчику заводу.

Для зменшення інтенсивності відбиття звукових хвиль з метою зменшення шуму потрібно застосовувати матеріали поглинаючі звук.

При оздоблювальних роботах можливе застосування пористих матеріалів при обробці стін. Застосування тришарових стінкових наклеїв також поліпшує звуковий режим на майданчику.

Влітку зелені насадження знижують рівень шуму, завдяки поглинанню листям звукової енергії.

Перед початком будівництва потрібно зібрати і вивезти на спеціальну площадку рослинний шар товщиною 15 см, для складування, об'ємом 1,49 тис. м.

В будівництві використовуються конструкції які запроектовані з екологічно чистих матеріалів (цегла, збірні залізобетонні конструкції, деревина).

Для економії електроенергії цех має достатньо віконних проємів для гарного освітлення будівлі, що дозволяє застосувати мінімум електроосвітлюючих пристроїв.

Зовнішні стіни запроектовано тришаровими, що дозволяє найкраще зберігати теплову енергію в будівлі.

Повітрообмін в будівлі здійснюється через дверні та віконні проєми, для цього віконні блоки запроектовано розпашками.

Водопостачання в будівлі здійснюється від внутрішньозаводської водопровідної мережі, каналізації також під'ємної до мережі каналізації заводу.

Зменшення шуму, поліпшення екологічного стану на підприємстві є необхідними умовами для кращого стану робітників та їх працездатності, а це ще призведе до зростання прибутковості підприємства.

Для кращого звукового бар'єру потрібно висаджувати листяні дерева в два і більше рядів.

Зберігання та раціональне використання природних ресурсів та охорона навколишнього середовища є необхідними умовами для лібшого життя не тільки людини, а й інших мешканців нашої планети.

З технологічного процесу будівництва підприємства та допоміжних споруд видалення шкідливих речовин не передбачається. Ця пов'язано з тим, що при будівництві використовується в загальному випадку виключно для транспортно-монтажних, великоавантажувальна техніка, що виділяє до атмосфери незначну кількість пилу та шкідливих газів. Виключення тут передбачають зварювальні роботи, що використовуються в будівельному процесі, так як при зварюванні зафіксоване інтенсивне тепловиділення, пилевиділення та газовиділення.

До основних заходів, що забезпечують раціональне використання земляних ресурсів при будівництві виробничих підприємств та допоміжних споруд, відносять вибір оптимального варіанту трас та шляхів на майданчику, що забезпечує найменші капітальні та експлуатаційні витрати та екологічний збиток народному господарству в результаті пошкодження високоякісних земель.

Впродовж транспортування різномірних вантажів при будівництві тимчасових автошляхи та майданчики слід підтримувати у відповідному стані. В сухий період слід періодично зволожувати автошляхи водою або хімічними розчинами з розрахунку 1,5-2,0 л/м².

Забороняється безшляхове переміщення транспортних засобів та обладнання, тому що це пов'язане з негативним впливом на поверхневий шар ґрунту.

Під час розробки котловану, траншей та ям при виробництві земляних робіт, при будівництві будівель і споруд основного та допоміжного призначення в першу чергу знімається родючий шар ґрунту, складається та використовується в подальшому благоустрої території чи рекультиваційних роботах.

В місцях можливого забруднення поверхневого шару ґрунту нафтопродуктами влаштовується спеціальне покриття, після зняття поверхневого шару, з глини, цементу та інших прогресивних матеріалів, що попереджують забруднення поверхневих ґрунтових вод та ґрунтів, що межують з ділянкою. Влаштоване покриття повинно мати тверду верхню поверхню з ущільнених або твердих насипних матеріалів.

При спорудженні каналів та майданчиків з великою міцністю знімання його плідородного шару землі доцільно вести селективну відсіпку ґрунтів у відвал з подальшим їх використанням в господарстві або рекультивації бідних або пошкоджених земель. Також при розробці ґрунтів при влаштуванні котлованів, траншей та ям, розроблений ґрунт слід вивозити у відвал з будівельного майданчика у відвал, а потім зворотну засипку виконувати тим же самим ґрунтом з пошаровим ущільненням.

Після завершення будівництва з території майданчика обов'язково вивозять будівельний пил та сміття, покриття тимчасових шляхів, стоянок машин та механізмів, тимчасові будівлі та споруди.

Під час будівництва слід використовувати спеціальні споруди для складування будівельного сміття, пересувні чи тимчасові туалети, а під час експлуатації- спеціальні споруди для відходів виробництва, які будуть періодично вивозитися на переробні пункти.

При влаштуванні інженерних мереж слід велику увагу приділяти якості проведення даних робіт, тобто влаштуванню гідроізоляції, перевірці якості зварювальних швів та стиків.

Застосування води з джерел питного водопостачання для технічних потреб дозволяється тільки лише у виняткових випадках при неможливості використання відчищених виробничих, атмосферних, побутових та поверхневих зтічних вод.

Після завершення будівництва на території об'єкту повинні бути виконані планувальні роботи, ліквідовані зайві виемки та насипи, прибраний будівельний бруд та виконаний проект благоустрою території.

Для попередження затоплення території зливними та талими водами на її поверхні повинна бути влаштована система зливної каналізації та організованого водозбіру з нахилом даної поверхні.

Після завершення планувальних робіт на поверхні майданчика наносять шар потужністю до 30 см, та виконують озеленення території. Це влаштування газонів, насадження дерев, чагарників.

У випадку виконання всіх вище вказаних заходів по захисту атмосфери, ґрунтових вод та ґрунтів, екологічний стан в районі розташування блока цехів не буде змінений чи пошкоджений та шкідливого впливу на зовнішнє середовище спостерігатися не буде.

Для економного і раціонального використання водних ресурсів при проектуванні цеху приймаються технологічні процеси, при яких забезпечується мінімальна потреба води: використовуються технологічні рішення і обладнання, які дозволяють використовувати схеми повторно-послідовного водопостачання. Використання свіжої води із джерел питного водопостачання для технічних потреб дозволяється тільки при неможливості використання для цих цілей очищених виробничих, атмосферних, побутових, поверхневих стічних вод.

Внутрішні системи водопроводу і каналізації запроектовані з урахуванням всіх необхідних заходів, щодо недопущення забруднення

водних ресурсів і ґрунту. Господарсько-побутові стічні води від будівлі відводять самопливом на очищення на очисні споруди господарсько-побутових стоків, після чого стічні води потрапляють до споруд підземної фільтрації. Очищена вода фільтрується в ґрунт після обеззараження.

Ливневі води з території видаляються за допомогою ливневої каналізації.

Транспортування будівельних відходів є одним з основних питань екології. Будівельне сміття (відходи будівельних матеріалів і конструкцій) після кожного робочого дня повинне бути зібране і вивозитись в контейнери, передбачені в спеціально відведеному місці на будівельному майданчику.

Бажано будівельне сміття розсортувати з метою подальшої переробки для повторного використання якоїсь його частини (пластмаси, пінопласту, паперу та ін.).

Рівень ґрунтових вод на ділянці будівництва знаходиться на позначці 8,50 м і їх забруднення не передбачається, оскільки підземна прокладка інженерних мереж буде проводитись на глибині до 1 м.

За станом навколишнього середовища повинен здійснюватись постійний контроль.

Приміщення проектованої будівлі не має негативного впливу на навколишнє середовище.

8.1. Актуальність використання буронабивних паль.

До 1838 року застосовувалися тільки забивні палі. З часом вони модернізувалися - змінювався матеріал, при забиванні паль в гравелісті і тверді ґрунти для дерев'яних паль стали використовувати залізні черевики. У 1838 році Мітчелл (Mitchall) запропонував загвинчувати палі в ґрунт, для чого їх нижня частина споряджалася гвинтом. Так, майже два століття тому було покладено початок використанню буронабивних та гвинтових паль.

В даний час застосовуються палі двох типів - традиційні забивні і більш сучасні буронабивні. Що таке звичайна забивна паля, відомо не тільки фахівцям, практика застосування таких паль йде корінням в далеке минуле. Тільки якщо в давнину палі були дерев'яними і забивали їх кувалдами, то зараз їх роблять із залізобетону і вбивають у землю спеціальними палобійними машинами.

Буронабивні палі - сучасні конкуренти забивних паль - менш відомі населенню, але майбутнє, схоже, за ними.

Що ж являють собою буронабивні палі? В основному в готовому вигляді це міцна монолітна залізобетонна конструкція, що спирається одним своїм кінцем на "корінні", несучі шари ґрунту, а іншим виходить на поверхню землі, на рівень фундаменту, і здатна приймати на себе величезні навантаження. Як же створюють ці потужні опори, та ще й без гуркоту і мікроземлетрусів?

Спочатку буриться свердловина необхідного діаметра - крізь всю товщу ненесучих шарів ґрунту, гарантовано досягаючи несучого, "корінного" шару. Потім стінки свердловини зміцнюються спеціальним розчином, щоб ґрунт не обсіпався і не змішувався з бетоном, порушуючи його однорідність. Далі в свердловину опускають арматурний металевий каркас, який додасть палі міцність, властиву залізобетону. До нього прикріплюється спеціальна трубка, по якій в основу палі після приймання бетону під тиском подадуть цементний розчин для створення надійної "подушки".

Після того як свердловина заповнена бетоном, який, застигаючи, утворює монолітнобетонне "тіло", по занурюваній трубці під основу палі під

тиском нагнітається цементний розчин: він повністю заповнить всі каверни, тріщини і розломи в несучому шарі ґрунту, проникаючи як вниз, так і в сторони. Завмерши, він утворює потужну конічну основу палі, що колом набагато перевищує саму палю. Таким чином, навантаження від палі і спираємої на неї будівлі буде рівномірно розподілятися на досить велику площу.

Терміни облаштування пальового поля по буронабивної технології не більше, ніж при застосуванні традиційних забивних. Вартість виконання робіт теж приблизно рівна. При цьому буронабивний метод має декілька безперечних переваг у порівнянні з методом забивним. Розглянемо ці переваги детальніше.

Головна перевага даних паль - це відсутність недоліків, властивих його конкуренту. Мабуть, в першу чергу це гуркіт, з яким забивні палі заганяють в землю. Жителі декількох кварталів, що оточують будівництво, змушені миритися з ним протягом досить довгого часу. Дійсно, застосування забивної технології в умовах щільної міської забудови, особливо при точковому, ущільнюючому будівництві - це нонсенс. Буронабивна ж технологія в порівнянні з забивною практично безшумна.

Втім, гуркіт - це ще не головний недолік. Кожен удар палебійної машини - це маленький землетрус. Враховуючи, що для забивання кожної палі потрібно не один десяток таких "мікроземлетрусів", можна уявити, якими наслідками для оточуючих будинків загрожує пристрій забивних паль для великого будинку. У фундаменті та стінах з'являються мікротріщини, які потім "розклинюються" при замерзанні-відтаванні потрапляючої в них води і поступово втрачають приставку "мікро". Чим ближче будмайданчик до існуючих будівель, тим він для них небезпечніше. Тому, наприклад, прибудови до будинків робити на забивних палях взагалі не можна - це загрожує обваленням. Буронабивні ж палі ніяких зрушень ґрунту не викликають, і їх можна споруджувати хоч у підвалі існуючого будинку.

Так, до речі, іноді доводиться робити - наприклад, для посилення фундаменту, що стоїть на забивних палях, які просідають через намокання ґрунту.

Втрата несучої здатності - одна з найбільш серйозних неприємностей, які загрожують забивним палям. Справа в тому, що такі палі б'ють "до відмови" - коли вони перестають йти в землю, а при посиленні тиску починають руйнуватися. Теоретично це означає, що паля вперлася в несучий, "корінний" шар земної товщі. Але, на жаль, на практиці так буває не завжди. Іноді паля "не йде" тому, що шар ненесучого, просадного ґрунту ущільнився в процесі забивання. Здавалося б, яка різниця - якщо паля "не йде", значить, навантаження вона тримати буде. Це дійсно так, але проблема ось у чому - в процесі експлуатації будівлі ущільнення просадного ґрунту, в який вперлася паля, може намокнути через воду, що скопилася в підвалі або рівня ґрунтових вод, що піднявся. Розмокле ущільнення осідає, і паля буквально повисає в товщі землі, ні на що не спираючись. Навантаження від фундаменту поширюється нерівномірно, він починає розламуватися, що загрожує обваленням будівлі. Бурунабивним палям просідання не загрожує - при бурінні свердловини просадні ґрунти не ущільнюються, а значить, паля гарантовано спиратиметься на "корінний" несучий шар.

8.2. Вибір технології влаштування бурунабивних паль

Проектуєма будівля зводиться в умовах щільної міської забудови, тому приймаючи до уваги інженерно-геологічні умови, було вирішено влаштування фундаменту на бурунабивних палях. При виборі технології зведення бурунабивних паль, враховуючі великий об'єм влаштування паль, найактуальнішою виявилась технологія влаштування паль методом безперервного прохідного шнека (СФА). Вона має ряд переваг в даних умовах:

- Зниження кількості ґрунту, витягнутого на поверхню при роботі шнекового бура, зменшує витрати по вивезенню залишків вибуреної породи;

- Менший рівень шуму при виробництві в порівнянні з методом при використанні обсадної труби, тому що немає необхідності "скидати" ґрунт зі шнека;

- Серйозною перевагою є висока продуктивність (до 30 палів, 300-400 пог. м на добу) та висока якість заповнення свердловини бетоном, так як бетонна суміш подається під тиском за допомогою бетононасоса;

- Додаткове бічне ущільнення ґрунту під час буріння, що збільшує кінцеве несуче навантаження палі;

- Екологічність, тому що час роботи бурової техніки значно скорочується, що важливо при роботі в заселених міських центрах;

- Необхідне устаткування(установка і бетононасос) дозволяє мінімізувати ділянку роботи і працювати в обмеженому просторі.

Система CFA - це безперервне буріння свердловин для палів за допомогою шнекового бура. При роботі відсутні ударна дія і вібрація. Устаткування системи забезпечене системою звукоізоляції, що дозволяє проводити бурові роботи в центрах міст відповідно до вимог законодавства.

Установка палів без декомпресії ґрунтів дозволяє проводити роботи на близькій відстані від житлових будівель.

Зниження кількості ґрунту, витягнутого на поверхню при роботі шнекового бура, зменшує витрати по вивезенню залишків вибуреної породи.

Діапазон діаметрів палів 450, 650, 850 мм і глибиною до 22 м дозволяє вирішити усі проблеми, пов'язані з проектуванням і облаштуванням буронабивних палів.

Буріння робиться порожнистим шнеком, на початку якого встановлюється забурювальник, оснащений 2-ма спіралями і різальним інструментом. Спеціальна заглушка, оснащена кільцем ущільнювача і закріплена сталевим ланцюгом, захищає від попадання бруду в порожнисту частину шнека. Ця заглушка знімається при бетонуванні.

Палі буряться з частковим видаленням і одночасним бічним ущільненням ґрунту, яке збільшує кінцеве несуче навантаження палі.

Устаткування для спорудження буронабивних палей за цією технологією встановлюється на буровій установці і складається, головним чином, з безперервного порожнистого шнека, довжина якого залежить від необхідної глибини палі.

Шнекові бури найчастіше виготовляють з однією (однозаходний), або з двома (двозаходний) шнековими спіралями. Торці шнека, що піддаються значному зносу, наплавляють зносостійкими сплавами. Породоруйнуюча бурильна головка має або плоскі, або круглі різці, а іноді комбінацію тих і інших. Різці споряджені твердосплавними елементами, які значно підвищують їх зносостійкість. В процесі експлуатації, у міру зносу вони підлягають заміні.



Рисунок 8.1 – Порожнистий шнек



Рисунок 8.2 - Лідируюча секція шнека з заглишкою

Коли шнек досягає заданої глибини, починається подача бетону за допомогою бетононасоса, сполученого шлангами з вертлюгом, розташованому на подовжувальній щоглі шнека. Тиск, що створюється бетононасосом при проходженні бетону через порожнисту частину шнека, видавлює спеціальну заглишку і бетон потрапляє всередину свердловини, при цьому шнек піднімається, з обертанням або без, звільняючи простір у свердловині.



Рисунок 8.3 – Кінець бетонування палі

До складу бетонної суміші для CFA входить щебінь(макс. розмір 12-15 мм), дрібний пісок(розмір від 0,4 до 0,5 мм).

Зміст цементу може мінятися від 350 до 450 кг/м³, співвідношення вода/цемент повинно складати приблизно 0,45.

Усадка конуса повинна знаходитися між 19,0 і 21,0 см

Залежно від умов роботи рекомендується використання добавок для бетонної суміші.

Конструкція бурових паль методом CFA передбачає установку металевго каркаса, який після витягання шнека і закачування бетону опускається у свердловину за допомогою вібратора або без нього у свіжий бетон.

Металевий каркас має бути виготовлений згідно проектної документації.

Зовнішній діаметр має бути менший стандартного для бурових шнеків, щоб допустити достатню ізоляцію.

За умови певної якості бетону сьогодні можливо встановлювати каркаси понад 20 метрів.

Згідно з п.4.3 «Технологічна карта на влаштування буронабивних паль», розділу IV «Технологія та організація будівництва» для влаштування паль прийнята бурова установка Bauer BG 25.

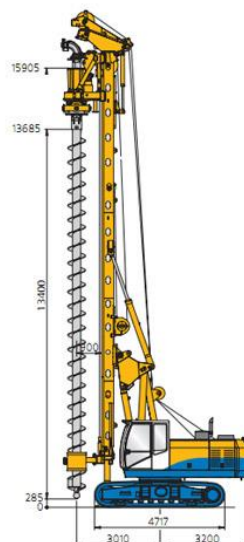


Рисунок 8.4 – Бурова установка Bauer BG 25

Таблиця 8.1

Технічні характеристики установки Bauer BG 25

Момент обертання	237 кНм
Максимальна швидкість обертання	30об/хв.
Система подачі:	
- Лебідка подачі	
- Ефективне тягове зусилля	260кН
- Довжина ходу	15,9м
- Циліндр подачі	
- Ефективне тягове зусилля	260кН
- Довжина ходу	15,65м
Головна лебідка	M6/L3/T5
- Ефективне тягове зусилля	200кН
- Номінальне тягове зусилля	250кН
- Діаметр/довжина тросу	28мм/90м
- Макс. швидкість переміщення лебідки	85м/хв.
Допоміжна лебідка	M6/L3/T5
- Ефективне тягове зусилля	80кН
- Номінальне тягове зусилля	100кН
- Діаметр/довжина тросу	20мм/50м
- Макс. швидкість переміщення лебідки	47м/хв.
Максимальний діаметр палі:	
- Подаюча лебідка	1,7м
- Подаючий циліндр	1,9м
Глибина буріння:	
- Стандартна	25,1м
- Максимальна	57,3м
Маса установки	77кг

8.3. Особливості проектування буронабивних паль методом безперервного прохідного шнека

Проектування та влаштування буронабивних паль виконується відповідно до вимог СНиП 2.02.03-85 «Пальові фундаменти», СНиП 3.02.01-87 «Земляні споруди, основи і фундаменти», ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції».

Буронабивні палі із застосуванням імпортного обладнання армують зварними просторовими каркасами. Поздовжня робоча арматура повинна бути рівномірно розподілена по довжині кола. Кількість стрижнів повинно бути не менше 6, а діаметр - не менше 18 мм. Відстань між поздовжніми стержнями має бути не менше 40 см. Поздовжні стрижні арматури слід переважно застосовувати зі сталі класу АІІ.

Арматурні каркаси повинні мати фіксуючі елементи з пластмасових трубок діаметром 90 мм і довжиною 70 мм, що забезпечують необхідну товщину захисного шару бетону, що встановлюються на поперечні кільця жорсткості по довжині палі.

Арматурний каркас крім основних вимог, що пред'являються СНіПами, повинен мати жорсткість, достатню для його занурення в заповнену бетоном свердловину. З цією метою він повинен виготовлятися зварним з цільними поздовжніми стержнями, загнутими на конус в нижній частині. При необхідності рекомендується приварювати поперечні кільця жорсткості з кроком по висоті 2 - 3 м. Переважно мати мінімальну кількість стрижнів більшого діаметру.

Захисний шар бетону повинен бути не менше 70 мм і забезпечуватися установкою фіксаторів на поперечні кільця жорсткості, що приварюються на арматурний каркас.

Рекомендується застосовувати бетон класу по міцності на стиск В22, 5 з вмістом цементу не менше 340 кг/м³, осіданням конуса 21 см. Заповнювач повинен містити не менш 25% часток з розміром до 0,1 мм; крупністю фракцій заповнювача 5 - 20 мм і маркою його по міцності 50 - 60 МПа.

Підбір складу бетону і приготування суміші повинні забезпечувати проектний клас бетону по міцності, морозостійкості, водонепроникності і середній щільності згідно ГОСТ 19804.2-79, ГОСТ 10060.0-95, ГОСТ 10060.4-95, ГОСТ 12730.0-78, ГОСТ 12730.4-78, ГОСТ 12730.5-84.

Зміни в проекті фундаментів із буронабивних паль, викликані невідповідністю фактичних геологічних, гідрогеологічних та інших умов, прийнятих в проекті, повинна вносити проектна організація з попереднім узгодженням із замовником.

Роботам з влаштування буронабивних паль повинно передувати планування будівельного майданчика на заданій відмітці з розбивкою вісей споруди та надійним закріпленням на місцевості положення рядів буронабивних паль.

Розбивку вісей споруд слід оформляти актом, до якого додаються схеми розташування знаків розбивки, дані про прив'язку до базисної лінії і до висотної опорної мережі. Правильність розбиття слід систематично контролювати в процесі виконання робіт, а також у кожному разі зміщення точок, що закріплюють вісі.

Відхилення розбивочних вісей рядів буронабивних паль від проектних не повинні перевищувати 1 см на 100 м ряду; в положенні одиночних буронабивних паль - $\pm 0,05$ діаметра палі; при рядовому або кушовому розташуванні паль - $\pm 0,15$ діаметра палі.

Відхилення оголовків паль від проектного положення по вертикалі допускаються в бік завищення позначки оголовка до 10 см, а в бік заниження - до 20 см. У всіх випадках закладення оголовка палі в бетон ростверку (без урахування підготовки) повинна бути не менше 10 см.

Тангенс кута відхилення вертикальної осі палі від проектного положення не повинен перевищувати 1/100 (відхилення стінки свердловини від положення схилу не повинні перевищувати 10 см на кожні 10 м глибини свердловини).

У зимовий час роботи з влаштування буронабивних паль в обводнених ґрунтах можуть проводитися при температурі зовнішнього повітря до мінус 10 ° С.

Роботи з влаштування буронабивних паль при більш низьких температурах можливі при прийнятті спеціальних заходів, що забезпечують нормальну роботу бурової установки, оснащеної бортовою системою контролю основних параметрів технологічного процесу, при ретельному захисті свіжоукладеного бетону від промерзання. Ці заходи повинні бути вказані в проекті організації робіт.

Матеріали, що застосовуються для приготування бетону буронабивних паль, повинні відповідати вимогам ГОСТів на в'язучі матеріали.

Для виготовлення бетонної суміші застосовуються:

- Цемент для приготування бетону марки не менше 300, стійкого до впливу агресивного середовища з терміном схоплювання - не менше 2 год. Застосування глиноземистих, швидкосхоплюємих і гарячих цементів не допускається;

- Пісок, щебінь, гравій фракцій крупністю не більше 20 мм. Міцність гравію і щебеню повинна бути не менше 800 кгс/см².

- Концентрати лігносульфонатів (ЛСТ) відповідно до «Керівництва з застосування хімічних добавок у бетоні» М., Стройиздат, 1981 р.2.14. Підбір складу бетонної суміші виконується лабораторією бетонного заводу, відповідно до вказаної маркою бетону, при цьому необхідно прагнути до рівної щільності дрібного і крупного заповнювачів.

При підборі складу бетону для укладання під воду його міцність призначається на 10% вище передбаченої проектом.2.16. Укладання бетонної суміші в простір свердловини відбувається після її буріння шнеком до проектною позначки через порожнисту колону шляхом закачування бетонної суміші бетононасосом під шнек з його одночасним підйомом. Зміною швидкості підйому шнека повинне підтримуватися надлишковий тиск бетону в свердловині. При цьому ґрунт зі свердловини повинен витягатися підйомом без обертання бурового ставу.

Бетонна суміш повинна мати рухливість, що забезпечує можливість вільного проходження її по трубах. Водовідділення суміші має перебувати в межах 1 - 2%.

Рухливість і зв'язність бетонної суміші повинні забезпечуватися підбором її складу і введенням в необхідних випадках поверхнево-активних пластифікуючих добавок. Як пластифікуючої добавки і сповільнювача схоплювання в літній час в бетонну суміш повинна вводитися добавка лігносульфонатів (ЛСТ) в кількості 0,1 - 0,2% від маси цементу, для монолітного бетону - до 0,6% у розрахунку на суху кількість добавки. Кількість введеної ЛСТ визначається лабораторією в залежності від необхідних термінів збереження рухливості бетонної суміші, її температури,

температури зовнішнього повітря та виду цементу. При введенні ЛСТ в кількості 0,3 - 0,6%, слід враховувати зниження швидкості наростання міцності бетону в ранньому віці. Бетонна суміш повинна бути однорідною і не розшаровуватися при транспортуванні.

При бетонуванні буронабивних паль довжиною більше 15 м, щоб уникнути схоплювання бетону в трубах з швидкороз'ємними з'єднаннями обов'язкове застосування добавок-сповільнювачів схоплювання. Зміст добавок в залежності від довжини палі і термінів укладання бетонної суміші має встановлюватися лабораторією бетонного заводу.

Бетонна суміш, що відпускається заводом, повинна мати паспорт, в якому вказується об'єкт, марка бетону, осідання конуса, а в зимовий період - температура суміші на виході.

8.4. Технологія улаштування буронабивних паль методом безперервного прохідного шнека

До початку буріння будівельний майданчик має бути підготовлений для всього комплексу робіт з улаштування буронабивних паль в умовах існуючої забудови:

- Майданчик повинен бути спланована в необхідних відмітках;
- На площадку укладаються дорожні плити по щєбеневій підготовці;
- Розміри майданчика повинні забезпечувати можливість розміщення всього комплексу технологічного обладнання (бурова машина, бетононасос, пневмоколісний навантажувач, бетоновози) і мати зручний в'їзд (рис. 1).

До буріння свердловин необхідно проведення точного центрування і вертикальності направляючої щогли бурової машини. Не допускається відхилення від проектного центру, що перевищує 4% від діаметра палі.

Перед бурінням чергової свердловини на будівельний майданчик має бути завезена бетонна суміш в кількості 120% від проектного об'єму однієї палі і оглянутий арматурний каркас.

Буріння свердловин повинно починатися після інструментальної перевірки відміток спланованої поверхні ґрунту і положення осей буронабивних паль на майданчику.

Доставка бетонної суміші на будівельний майданчик має проводитися в автобетоновозах і автобетонозмішувачах. Можлива також доставка сухої суміші з затвором її водою на будівельному майданчику безпосередньо перед бетонуванням свердловини.

Перевозити бетонну суміш в зимовий час слід в утеплених автобетоновозах.

Температура бетонної суміші в момент її укладання в свердловину має бути не нижче $+5^{\circ}\text{C}$.

Після установки бурової машини в точці буріння на її щоглі на відстані 1 м від поверхні землі окреслюється лінія умовного рівня, від якої ведеться відлік.

Буріння кожної наступної свердловини допускається на відстані не менше 3-х діаметрів від центру попередньої забетонованої палі (рис. 2).

Пристрій свердловини на меншій відстані допускається не раніше ніж через 24 годин після завершення бетонування.

Під час буріння затвор на нижньому кінці порожнистого шнека повинен бути закритий для запобігання проникнення всередину труби ґрунту і води.

Склад бетонної суміші, її приготування і методи контролю повинні відповідати вимогам СНиП 2.02.03-85 «Пальові фундаменти», СНиП 3.02.01-87 «Основи і фундаменти», ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції», ГОСТ 7473 -85 * «Суміші бетонні. Технічні умови », ГОСТ 10181.1-81« Суміші бетонні. Методи визначення легкоукладальності ».

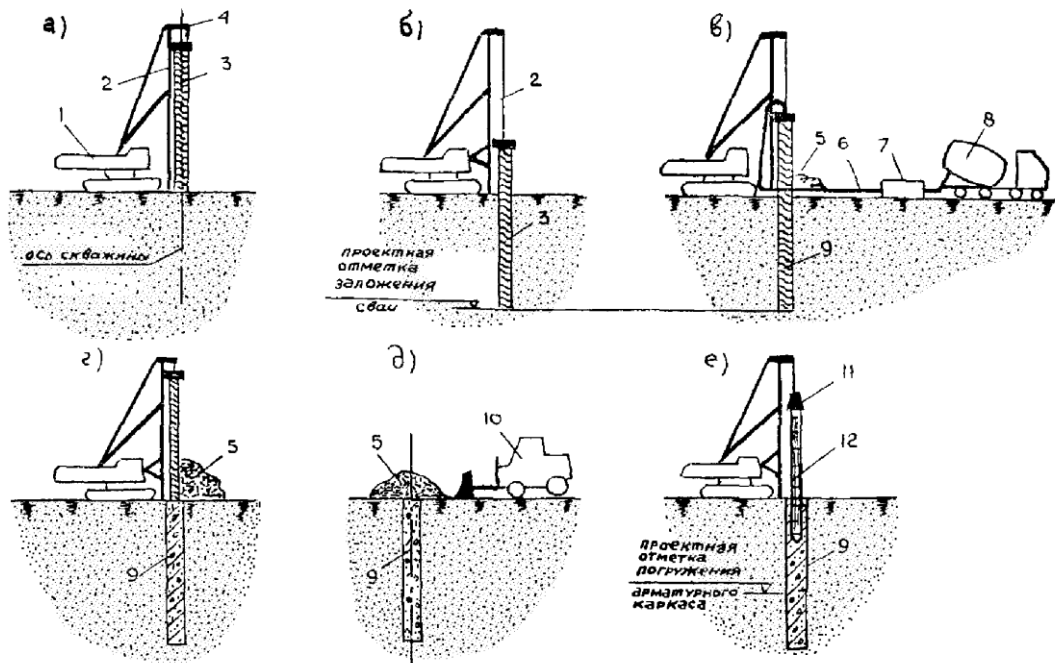


Рисунок 8.5 - Технологічний процес по влаштуванню буронабивних паль на базі імпортного обладнання поблизу існуючих будівель

- а) центрівка і установка у вертикальне положення шнека бурової машини;
- б) забурювання шнека до проектної глибини;
- в) підйом шнека з витяганням ґрунту та одночасним бетонуванням свердловини;
- г) витяг шнека зі свердловини і закінчення її бетонування;
- д) зачистка гирла свердловини;
- е) занурення арматурного каркаса.

- 1 - бурова машина,
- 2 - направляюча щогла,
- 3 - безперервний шнек,
- 4 - лебідка,
- 5 - витягнутий з свердловини ґрунт;
- 6 - бетоноводні труби;
- 7 - бетононасос;
- 8 - бетоновоз;
- 9 - рухома бетонна суміш;

- 10 - навантажувач;
- 11 - віброзанурювачі;
- 12 - арматурний каркас

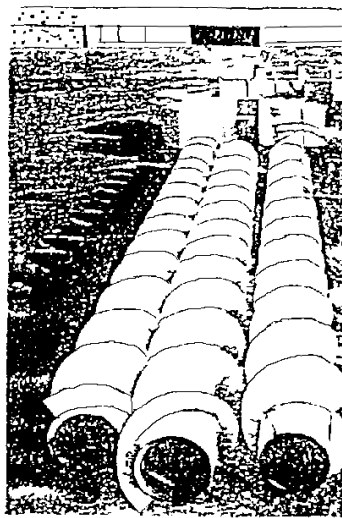


Рисунок 8.6 - Загальний вид пустотілих шнеків бурових установок для влаштування буронабивних паль в обмежених умовах міської забудови

Тривалість доставки бетонної суміші на будівельний майданчик і укладання її в свердловину не повинна перевищувати терміну схоплювання.

У разі розшарування бетонної суміші при транспортуванні має бути здійснене повторне перемішування її в автобетонозмішувачах.

Твердіння бетону має протікати протягом 3-х год; з цією метою

застосовуються добавки, що уповільнюють твердіння бетону

Бетон повинен мати осідання конуса 21 - 23 см; відхилення від необхідної рухливості повинно бути не більше 1 см в сторону її зменшення і не більше 2 см - у бік її збільшення.

Бетонування палі повинно починатися безпосередньо після досягнення порожнистим шнеком проектної глибини занурення.

При початку бетонування пустотілий шнек піднімається на висоту 20 см (але не більше 40 см) для відкриття затвора в його нижній частині; подальший підйом пустотілого шнека може бути продовжений після досягнення тиску в бетонованій свердловині 0,5 - 1,0 атм.

При бетонуванні палі тиск в бетонній суміші має підтримуватися постійним. При падінні тиску швидкість підйому шнека бурового става має бути знижена.

Протягом всього процесу бетонування шнекової пустотілої колоні бурової установки повинен надаватися постійний зворотно-поступальний рух.

Бетонування повинно виконуватися до виходу бетонної суміші на поверхню і закінчуватися видаленням забрудненого шару бетонної суміші. Після цього встановлюється інвентарний кондуктор і бетонується оголовок палі.

Безпосередньо після закінчення бетонування бурова установка відводиться від свердловини, вийнятий і скинутий зі шнека ґрунт видаляється засобами механізації; потім проводиться ручна зачистка гирла свердловини з видаленням верхнього шару бетонної суміші до чіткого виявлення країв свердловини.

В заповнену бетоном свердловину встановлюють арматурний каркас, конструкція і розміри якого повинні відповідати проекту. До занурення армокаркаса останній слід оглянути в присутності представника авторського нагляду.

Установка арматурного каркаса в свердловину при відсутності відповідного паспорта до нього не допускається.

Номер арматурного каркаса, що встановлюється в свердловину, повинен фіксуватися в журналі виконання робіт.

При транспортуванні арматурних каркасів від місця виготовлення до місця установки в каркаси слід встановлювати тимчасові розпірки у вигляді поперечних стрижнів або дерев'яних кіл для запобігання їх від деформацій.

Перед установкою в заповнену бетоном свердловину арматурний каркас повинен бути ретельно очищений від іржі та бруду.

Діаметр арматурного каркаса повинен бути на 140 мм менше діаметра свердловини, щоб уникнути його заклинювання. Із зовнішнього боку каркас повинен мати обмежувачі (фіксатори), що забезпечують необхідну товщину захисного шару бетону.

Для забезпечення необхідної жорсткості армокаркас повинен бути посилений кільцями з листової сталі шириною 60 - 90 мм і товщиною 8 - 10 мм, прикріпленими з зовнішнього боку каркаса через 1,5 - 2 м. Довжина окремих секцій каркаса, як правило, не має перевищувати 10 м . При відповідному посиленні конструкції каркасу і наявності спеціальних підйомних механізмів довжина секцій каркаса не обмежується.

Спосіб стропування, підймання та опускання арматурного каркаса в свердловину повинні виключати появу в ньому деформацій. Каркас опускають в положенні, що забезпечує його вільне занурення в бетон свердловини.

Арматурний каркас вводиться в забетоновану свердловину безпосередньо після закінчення бетонування і зачистки гирла свердловини. Максимально допустимий проміжок часу між закінченням бетонування і зануренням арматурного каркаса залежить від рухливості бетонної суміші, проектної глибини занурення арматурного каркаса і його жорсткості. Рекомендується дотримуватися проміжок часу, що не перевищує 20 хв.

Занурення арматурного каркаса в забетоновану свердловину здійснюється під дією власної маси, для занурення каркаса може бути використаний віброзанурювач.

Висновок

Проаналізувавши сучасні методи влаштування монолітних конструкцій нульового циклу в умовах міської забудови, найдоцільнішим виявилось використання методу зведення буро набивних паль безперервним прохідним шнеком (CFA). Цей метод має значний ряд переваг, які роблять актуальним його використання в умовах щільної міської забудови.

Переваги:

- низький рівень шуму
- відсутність коливань ґрунту
- можливість застосовувати технологію CFA в обмежених міських умовах
- робота в безпосередній близькості до існуючих будівель
- відсутність необхідності в зміні робочого інструменту бурової установки, що суттєво економить час при бурінні свердловини

До недоліків можна віднести те, що неврахування тиксотропного знеміцнення водонасичених пилувато-глинистих ґрунтів, що виникає в колопальовому масиві ґрунту при влаштуванні паль за даною технологією, при послідовному виготовленні паль без «відпочинку» призводить до істотної перевитрати бетонної суміші (до 2 разів).

Ще одним недоліком є те, що армування палі виконується після бетонування. Це призводить до деяких незручностей в заглибленні каркасу. Щоб уникнути цих незручностей потрібно використовувати дрібнозернистий бетон.

Але, незважаючи на недоліки, цей метод все одно залишається найдоцільнішим в даних умовах будівництва поблизу існуючих будівель, і він дозволяє значно знизити трудомісткість виконання робіт, а значить і тривалість будівництва.

Бібліографія

1. Методичні вказівки до виконання магістерської кваліфікаційної роботи для студентів спеціальності 192 "Будівництво та цивільна інженерія" освітньо-професійної програми "Промислове і цивільне будівництво" / Попруга Д.В. – Кривий Ріг: КНУ, 2023. – 37 с.
2. Гетун Г.В. Основи проектування промислових будівель: навч. посіб. – К.: Кондор, 2009. – 210 с.
3. Гетун Г.В. Архітектура будівель і споруд. Кн. 1. Основи проектування. Вид. 2-ге.: Підр. – К.: Кондор-Видавництво, 2012. – 380 с.
4. Лінда С.М. Архітектурне проектування громадських будівель і споруд : навчальний посібник/ С.М. Лінда. – Львів: Видавництво Національного університету "Львівська політехніка", 2010. – 611 с.
5. Архітектура будівель та споруд. Книга 2. Житлові будинки: Підручник. Плоский В.О., Гетун Г.В. – 2015 р. – 617 с.
6. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова та ін. ; за заг. ред. В.С. Шмуклера. – Харків : Золоті сторінки, 2015. – 208 с.
7. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : Підручник / А.М. Павліков – Полтава, ПолтНТУ, 2017. – 284 с.
8. Залізобетонні конструкції: Підручник / А.Я. Барашиков, Л.М. Буднікова, Л.В. Кузнецов та ін.; За ред. А.Я. Барашикова. – К.: Вища шк., 1995. – 594с.
9. Конспект лекцій з курсу «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання / В.І. Астахов, О.А. Паливода. – Кривий Ріг. – КНУ, 2019. – 204 с.
10. Лівінський О. М., Хоменко О.Г., Терещук М. О., Любченко І.Г., Ратушняк Г. С., Єсипенко А. Д.. Металеві конструкції . Підручник для студентів вищих навчальних закладів.- К.: «МП Леся», 2018. – 306 с.
11. Металеві конструкції / О. О. Нілов, В. О. Пермяков, О. В. Шимановський та ін.; під заг. ред. О. О. Нілова та О. В. Шимановського. – 2-е вид., перероб. і доп. – К. : Видавництво «Сталь», 2010. – 869 с.
12. Металеві конструкції: Підручник / В. Сверлов, І. Середюк, В. Середюк, Л. Жарко – Вінниця: УНІВЕРСУМ-Вінниця, 2003. – 263с.
13. Клименко Ф. Є. Металеві конструкції : підручник / Ф. Є. Клименко, В. М. Барабаш, Л. І. Стороженко; за ред. Ф. Є. Клименка. – 2-е вид., випр. і доп. – Львів : Світ, 2002.
14. Валовой О.І., "Конструктивні рішення й технологія зведення гірничо-збагачувальних комбінатів". «Мінерал» КТУ 2004.- 113с.
15. Валовой О.І., "Проектування, технологія та організація будівництва. Зведення і ремонт будівель та споруд"; «Видавничий дім» КТУ 2007.- 503с.
16. Валовой О.І., Валовой М.О. Проектування та інженерні вишукування в будівництві, 2012. - 373 с.

- 17.Валовой О.І., Валовой М.О. Технологія будівельного виробництва, 2012. - 610с.
Валовой О.І., Валовой М.О. Організація будівництва, 2012. - 600с.
- 18.Валовой О.І., Валовой М.О. “Проектування та інженерні вишукування в будівництві” (видання друге доповнене та перероблене), 2018. – 365с.
- 19.Валовой О.І., Валовой М.О. “Організація будівництва” (видання друге доповнене та перероблене), 2018. – 517с.
- 20.Валовой О.І., Валовой М.О. “Технологія будівельного виробництва” (видання друге доповнене та перероблене), 2018. – 612с.
- 21.Технологія будівельного виробництва: Підручник / В.К.Черненко, М.Г.Ярмоленко, Г.М.Батура та інші. – К.: Вища шк., 2002. – 430 с.
- 22.Організація будівництва / С.А. Ушацький, Ю.П. Шейко, Г.М.Тригер та ін.; За редакцією С.А. Ушацького. Підручник. – К: Кондор, 2007. – 521 с.
- 23.ДБН А.2.2-3-2014. Склад, та зміст проектної документації на будівництво. – К.: Укрархбудінформ, 2014. – 40 с.
- 24.ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – К.: Укрархбудінформ, 2018. – 30 с.
- 25.ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008. (EN1990:2002, IDN). Основи проектування конструкцій. Настанова. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. - 81 с.
- 26.ДБН В.1.2-2:2006*. Навантаження і впливи. Норми проектування. - Київ: Мінбуд України, 2006. – 59 с.
- 27.ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2018. – 36 с.
- 28.ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. - Київ: Мінбуд України, 2006. - 15 с.
- 29.ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. – 97 с.
- 30.ДБН В.2.6-162:2010. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2011. – 97 с.
- 31.ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Правила проектування. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
- 32.ДСТУ Б А.2.4-4:2009. Основні вимоги до проектної та робочої документації.- Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. - 58 с.
- 33.ДСТУ Б А.2.4-7:2009. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. - 75 с.
- 34.ДСТУ Б А.2.4-6:2009. Правила виконання робочої документації генеральних планів. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. - 34 с.
- 35.ДСТУ Б А.2.4-2:2009. Умовні позначки і графічні зображення елементів генеральних планів та споруд транспорту.- Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. - 27 с.
- 36.ДСТУ 3760:2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. - Київ: Держспоживстандарт України, 2019. - 18

с.

- 37.ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2014. - 199 с.
38. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2012. – 116 с.
- 39.Посібник з розробки проектів організації будівництва і проектів виконання робіт (до ДБН А.3.1–5–96 «Організація будівельного виробництва»). Частина 1. Технологічна та виконавча документація. – Київ, 1997.
40. ДБН А.3.1–5:2016. Організація будівельного виробництва. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. – 46 с.
- 41.ДБН В.2.3-31:2016. Теплова ізоляція будівель. – К.: Укрархбудінформ, 2017. – 31 с.
- 42.Будівлі і споруди. Будівлі підприємств. Параметри. ДСТУ Б В.2.2-29:2011 – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 16 с.
- 43.Планування і забудова територій: ДБН Б.2.2-12:2019. – К.: Мінрегіонбуд України, 2019. – 183 с.
- 44.ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.
- 45.ДСТУ-Н Б В.2.2-27:2010. Настанова з розрахунку інсоляції об'єктів цивільного призначення. – К.: Укрархбудінформ, 2010. – 81 с.
- 46.ДБН В.2.2-15:2019. Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2019. – 39 с.
- 47.ДБН В.2.2-24:2009. Будинки і споруди. Проектування висотних житлових і громадських будинків. – К.: Укрархбудінформ, 2009. – 133 с.
- 48.ДБН В.2.2-9:2018. Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2019. – 43 с.
- 49.ДБН В.2.2-16-2005. Будинки і споруди. Культурно-видовищні та дозвіллеві заклади. – К.: Укрархбудінформ, 2005. – 65 с.
- 50.ДБН В.2.2-40:2018. Інклюзивність будинків і споруд. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2018. – 64 с.
- 51.ДБН В.2.2-23:2009. Будинки і споруди. Підприємства торгівлі. – К.: Укрархбудінформ, 2009. – 48 с.
- 52.ДБН В.2.2-5-97. Будинки і споруди. Захисні споруди цивільної оборони. – К.: Укрархбудінформ, 1998. – 119 с.
- 53.ДБН В.2.5-28:2018. Природне і штучне освітлення. – К.: Укрархбудінформ, 2018. – 133 с.