

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет інженерії машин, споруд та технологій

(назва факультету)

Кафедра будівельної механіки

(повна назва кафедри)

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

до дипломної роботи

магістра

(освітній ступінь (освітньо-кваліфікаційний рівень))

на тему: **«Проект торгово-адміністративної будівлі з дослідженням
колон на стиск»**

Виконав: студент VI курсу, групи МБм-61

спеціальності (напряму підготовки) 192

«Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва спеціальності (напряму підготовки))

Свистун Д.В.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

Коваль І.В.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

Данильченко С.М.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

(прізвище та ініціали)

м. Тернопіль – 2019

ЗМІСТ

Реферат.....	3
Вступ.....	6
1. Архітектурна частина.....	7
1.1. Вихідні дані на проектування.....	7
1.2. Генеральний план.....	8
1.3. Конструктивні рішення.....	10
1.5. Електропостачання і електроустаткування.....	12
1.5.1. Електропостачання.....	12
1.5.2. Радіофікація.....	14
1.5.3. Телефонізація.....	14
1.6. Опалення та вентиляція.....	16
1.6.1. Опалення.....	16
1.6.2. Вентиляція.....	16
1.7. Антисейсмічні заходи.....	17
1.8. Протипожежні заходи.....	17
1.9. Теплотехнічний розрахунок стінової ОК.....	18
2. Розрахунково-конструктивна частина.....	20
2.1. Розрахунок монолітної плити перекриття.....	20
2.1.1. Збір навантажень на монолітну плиту перекриття.....	20
2.1.2. Розрахунок плити.....	21
2.2.3. Вимоги до виконання плити.....	30
2.2. Розрахунок монолітної залізобетонної колони.....	31
2.3. Розрахунок фундаменту.....	39
2.3.1. Розрахунок палі буронабивної.....	39
2.3.2. Вимоги до монтажу паль.....	43
2.3.3. Розрахунок ростверку монолітного.....	43
2.3.4. Розрахунок на прогин.....	44
2.3.5. Розрахунок на продавлювання.....	47
2.3.6. Розрахунок паль і пальових ф-тів за деформаціями основ.....	49
3. Технологія будівельного виробництва.....	52
3.1. Розробка технологічної карти на монтаж монолітних ростверків.....	52
3.1.1. Організація і технологія виконання робіт.....	52
3.1.2. Вибір монтажного крану та бетоновозу.....	53
3.1.3. Вимоги до якості приймання робіт.....	56
3.1.4. Матеріально-технічні ресурси.....	56
3.2. Виконання основних видів робіт.....	59
3.3. Підрахунок об'єму робіт та калькуляції.....	63
3.4. Проектування бюджету.....	79

3.4.1. Розрахунок площі складів.....	79
3.4.2. Розрахунок площі АП приміщень.....	80
3.4.3. Розрахунок електропостачання будівельного майданчику.....	82
3.4.4. Розрахунок електричних навантажень.....	82
3.4.5. Розрахунок загальної потужності електроспоживання.....	84
3.4.6. Розрахунок тимчасової мережі водопостачання.....	84
3.4.7. Розрахунок секундної витрати води на вир. потреби.....	85
3.4.8. Розрахунок секундної витрати води на госп. потреби.....	85
3.4.9. Розрахунок секундної витрати води на пожежогасіння.....	86
3.4.10. Вибір діаметру води тимчасового водопроводу.....	86
4. Економіка.....	87
5. Розділ з охорони праці.....	103
5.1. Аналіз шкідливих та небезпечних факторів.....	103
5.2. Виробнича санітарія.....	104
5.3. Виробнича безпека.....	106
5.3.1. Техніка безпеки перед початком робіт.....	106
5.3.2. Техніка безпеки при виконанні робіт.....	106
5.4. Пожежна безпека.....	108
5.4.1. Первинні засоби пожежогасіння.....	110
6. Безпека в надзвичайних ситуаціях.....	112
6.1. Коротка характеристика проектного об'єкту.....	112
6.2. Зовнішня безпека проектного об'єкту.....	112
6.3. Внутрішня безпека проектного об'єкту.....	114
6.4. Розрахунок заходів захисту людей на випадок НС.....	116
6.4.1. Розрахунок місткості захисних приміщень у спорудах.....	116
6.5. Оцінка захисних властивостей захисних споруд від радіоактивного ураження.....	118
Висновки.....	121
Список використаної літератури.....	122

1. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА

1.1. Вихідні дані на проектування

Запроектований об'єкт – торгово-розважальний центр на пр. Шевченка у Львові.

- Клас будівлі – II.
- Ступінь вогнестійкості – II
- Консистенція ґрунтів – суглинки.
- Кліматичний р-н I
- Сейсмічність ділянки будівництва - бб.
- Розрахункова температура зовнішнього повітря:
Найбільшої холодної п'ятиденки -19⁰С
Найбільш холодної доби -23⁰С.
- Тривалість опалювального періоду - 191 доба.
- Нормативне снігове навантаження III р-н 1310 Па
- Нормативне вітрове навантаження IV р-н 550 Па.
- Розрахункова глибина промерзання ґрунту – 0,8м.
- Рельєф місцевості рівнинний, без ухилів
- Рельєф підземних вод - відсутні.

Дипломний проект на тему «Торгово-адміністративна будівля" по вул. Тернопільська Бічна в с. Петрики, Тернопільського р-ну, Тернопільської обл.» розроблений на основі завдання на проектування згідно з вихідними даними. Даний район досить густо забудований, будинок завдяки своїй архітектурній формі добре вписується у навколишнє середовище та архітектурний рисунок міста. Будівлі виконані з несучим монолітним залізобетонним каркасом.

Конструктивна схема будинку являє собою залізобетонний каркас у вигляді колон та плит із монолітного залізобетону на палевому фундаменті. Горизонтальні несучі конструкції сприймають лише вертикальні навантаження і передають їх на

нижче розташовані вертикальні несучі конструкції. Останні ж, у свою чергу, передають навантаження і впливи через фундамент основи. За умовну відмітку $\pm 0,000$ прийнята відмітка чистої підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній відмітці $+280$ по генплану.

1.2. Генеральний план

Генеральний план ділянки виконаний у масштабі 1:500.

Проектований житловий будинок розташований за межею червоної лінії вулиці, з відступом від неї в 2м.

За генпланом проектується будівля розташована впритул до існуючого будинку на пл. Галицькій, 15 з північної сторони, та на пр. Шевченка, 5 з південної. Зі східної сторони до будівлі прилягає вулиця Нижанківського, із західної – внутрішній двір існуючого будинку на пр. Шевченка, 3. Оскільки споруда розташована в самому центрі міста, то зелених насаджень у великій кількості, та рекреаційних зон на генплані немає. Так, проїжджа частина, тротуар та внутрішні двори будинків - асфальтовані. Вікна головного фасаду проекрованої будівлі виходять на вул. Нижанківського та будинки на вул. Князя Романа. Серед зелених насаджень – лише кілька дерев з боку площі Галицької, а також клумби перед входами в проектувану будівлю. Вікна верхніх поверхів з південної сторони виходять на сквер на проспекті Шевченка.

Рельєф ділянки рівнинний, перепад висот по ділянці менший одного метра. Сучасні геологічні процеси та явища, несприятливі для реконструкції, не виявлені.

Будівництво не впливає на стан навколишнього середовища та гігієнічні умови проживання населення.

Джерела водо-, газо-, електропостачання та каналізування від існуючих міських мереж.

Об'ємно-планувальне рішення

Даний будинок за рівнем комфортності та соціальним скеруванням належать до II категорії, в якій нормується як нижня, так і верхня межа площі квартири відповідно до санітарних норм.

Проектом передбачено спорудження торгово-розважального комплексу, що нараховує вісім надземних поверхів та один цокольний. Висота першого та другого поверху від підлоги до підлоги - 2,80м, наступних – 4,2м. Сходові клітки внутрішні загальні, запроектовано ліфти пасажирські та службові. Сходові марші шириною 1,2м, 1,5м, 2,0м. Ширина сходинок 30см, висота – 18см. Входи обладнані механізмами автоматичного відкривання. Входи до підвалу внутрішні та зовнішній – службовий. Зі сходової клітки запроектовано вихід на технічний поверх, а з технічного поверху – на дах. Площа кабіни ліфту – 4м².

У будівлі відповідно до завдання передбачено такі приміщення: зали для відвідувачів, коридори, санвузли, ліфти, більярдні, торгові зали, каси, диско бари, службові приміщення, бар, духова, холи сходових кліток, виробничі кухонні приміщення, кегова, комора для прибирального інвентаря та адміністративне приміщення та ін.

1.3. Конструктивні рішення

Фундаменти

Для даного житлового будинку запроектовано палевий фундамент з буронабивних паль.

Зовнішні стіни

Зовнішні стіни виконані із пінобетону та вітринного скла та пінобетону.

Перегородки

Перегородки виконані з пінобетону, а також гіпсокартону на алюмінієвому профілі з мінераловатним утеплювачем товщиною 120 мм. Перегородки гіпсуються та фарбуються у відповідний колір. У санвузлах та мокрих приміщеннях стіни виконуються з водостійкої гіпсокартонної плити та облицьовуються керамічною плиткою.

Перекриття

Перекриття із монолітних залізобетонних плит товщиною 200мм.

Перемички

Перемички над віконними та дверними прорізами в мурованих цегляних стінах – збірні залізобетонні марок ПР.

Підлоги

Підлоги в приміщеннях відповідають умовам міцності, опору зношування, безшумності, зручності прибирання. Покриття підлоги виконане із керамічної плитки та паркету. Стяжка виконується із цементно-піщаного розчину.

Вікна та двері

Вікна – подвійний склопакет в дерев'яній рамі. Розмір вікон в приміщеннях – 2320x1120 мм; 2200x1000 мм; 350x590 мм; 870x1000 мм; 2040x820 мм; 1300x820мм; 1590x820 мм; 1890x600 мм. Для забезпечення швидкої евакуації всі двері відкриваються назовні за напрямом руху на вулицю, виходячи із умов евакуації людей з будівлі при пожежі. Двері обладнуються ручками та дверними замками. Вхідні двері обладнані механізмами автоматичного відкривання. Розміри дверей: 2150x1320 мм; 2100x1710 мм; 2890x1050мм; 2100x1950 мм; 2100x890мм; 2100x1500 мм; 2100x800мм.

Кухні

Кухні оснащені витяжною вентиляцією, газовими плитами та санітарно-технічним пристроєм – мийкою.

Душові кімнати та санітарні вузли.

Душові кімнати і санвузли оснащені витяжною вентиляцією.

У санвузлах стіни обкладаються керамічною плиткою на висоту 2,2 м від рівня підлоги.

Сходові клітки

Сходові клітки заплановані для повсякденної експлуатації. Сходові клітки виконуються залізобетонними. Всі двері на сходовій клітці та по коридору відкриваються в сторону виходу із будівлі згідно із умовами пожежної безпеки. Огородження сходової клітки виконується із металевої балюстради та поручнів.

1.5. Електропостачання і електроустаткування

1.5.1. Електропостачання

Електропостачання будинку виконано на підставі технічних умов.

Переріз кабельної лінії 0,4 кВ вибраний за допустимим струмом навантаження в нормальному і аварійному режимах, перевірений умовами спрацювання захисного апарату при однополюсних замиканнях на корпус або нульовий провід. Кабельні лінії прокладаються в земляній траншеї, в каналі. Захист від механічних пошкоджень здійснюється по всій довжині траншеї цеглою, а в місцях перетинів з іншими комунікаціями трубами асбоцементними та сталевими. Вузли перетинів та ущільнення вводів виконуються згідно креслень.

Розрахункова потужність :

Ввід №1 $P_p=33,5$ кВт

Ввід №2 $P_p=20,3$ кВт

Основні рішення по внутрішньому електротехнічному обладнанню

Розділ виконаний на основі вимог ДБН.2.5-23-2003, ДБН.В.2.2-9-99, ППБ в Україні (редакція 2005 р.), ДНАОП 0.00-1.32-01, ПУЕ.

За ступенем надійності електропостачання, відповідно ДБН.2.5-23-2003, табл.2.1, електроприймачі відносяться до II категорії. До I категорії відносяться струмоприймачі протипожежних пристроїв, сигналізації загазованості. В електрощитовій встановлено ввідний пристрій типу ВРУ-1-12-10 та розподільчі щити ГРЩ-1, ГРЩ-2 (розрахункова схема аркуш Е-2).

Розрахунковий облік активної електроенергії здійснюється на ввідному пристрої.

На кожному поверсі будівлі передбачено встановлення групового розподільного щита для живлення та керування електроосвітленням, підключення переносних приладів.

У котельні запроектовано встановлення окремого розподільного щита з обліком електроенергії, який живиться по двох самостійних лініях від ВРП.

Переключення вводів здійснюється вручну за допомогою перекидного рубильника у ящику ЯРП.

Електроосвітлення передбачене: робоче, аварійне, ремонтне, рекламне, освітлення ілюмінації. Типи світильників вибрано від класифікації приміщень по середовищу.

Управління освітленням виконано згідно вимог ДБН.2.5-23-2003 централізовано зі щитів, автоматично від реле часу (управління освітленням по сходах) та вимикачами по місцю.

Конструктивно розподільні мережі виконуються проводом марки ПВ у вінілпласових трубах.

Групові мережі виконуються проводом марки ПВ у металорукавах за підвісною стелею, у металевих трубах по горищу, у коробах по стінах, кабелем ВВГ відкрито на скобах у котельні.

Проектом передбачено установку всіх розеток з 3-м заземлюючим контактом, до яких прокладено трипровідну лінію від щитка, при цьому нульовий робочий та нульовий захисний повинні мати січення рівне фазному та бути під'єднані під різні контактні затискачі.

1.5.2. Радіофікація

Зовнішня радіофікація виконується згідно технічних умов.

Точка підключення - існуючий радіофідер.

Конструктивно фідерна лінія виконується сталевим проводом БМ-4. Фідерні трубостійки висотою 3,9 м встановлюються на даху будинку.

Ввід мереж проводового мовлення здійснюється через радіостійку, яка встановлена на даху споруди з встановленням абонентського трансформатора ТАМУ-10Т (на стійці). Радіостійка заземлюється через приєднання сталевого проводу до п'яти опори за допомогою болтів.

Пристрої блискавкозахисту виконані згідно з вказівками РД 34.21.122-87* "Інструкція по влаштуванню блискавкозахисту будівель і споруд", місця розміщення заземлювачів уточнити по місцю. Ввідні кінці абонентського трансформатора повинні з'єднуватися з горищною проводкою гарячою пайкою без встановлення універсальної коробки УК-2П. Стоякова проводка виконується без розриву проводу з встановленням розгалужувальних коробок. Для стоякової проводки використовується трансляційний провід ПВЖ 1х1,8. Розетки радіофікації рекомендується встановити на висоті 50-100 мм над плінтусом або на однаковій висоті з розетками освітлювальної мережі. Мережа радіофікації від поверхових щитів до розеток РФ запроектована схованою та виконана проводом марки ПТПЖ з діаметром жили 1,2 мм.

1.5.3. Телефонізація

Мережі телефонізації розроблені згідно технічних умов.

Необхідна кількість пар 10.

Конструктивно телефонізація виконується кабелем ТПП 10х2х05, який прокладається ві/д телефонної шафи по вул.Шеремети до об'єкту в існуючій та проектуєчій одноотвірній каналізації.

Кількість каналів та типи оглядових колодязів вказано на кресленнях ЗЕМ-2. Герметизацію вводів та перетини з інженерними комунікаціями необхідно виконати згідно прикладених креслень.

Розподільча мережа телефонного зв'язку виконана від телефонного боксу 10х2 до розподільчих коробок, які розміщені в щитах систем зв'язку (ЩСЗ), які передбачено на кожному поверсі навісного або утопленого виконання. Монтаж комплексної розподільчої і абонентської телефонної мережі виконується кабелем марки ТПП різної ємності, проводом ПСВВ в вінілпластових трубах, по плінтусу і сховано під штукатуркою в гофрованих трубках, в просторі за підвісною стелею і в каналах схованих проводок. У виставкових залах при виходах встановити таксофони. Для міської телефонної мережі в приміщеннях персоналу прийняти телефонні апарати Panasonic КХ-ТС2361 (можлива заміна на tastатурні).

1.6. Опалення та вентиляція

1.6.1. Опалення

Запроектована система опалення - двотрубна, горизонтальна, тупикова. Подаючий і зворотний трубопроводи з паливної прокладаються відкрито з зашивкою цегляною кладкою. Проектом передбачено поповерхові вітки системи опалення з прокладкою трубопроводів в конструкції підлоги.

Запроектована система опалення з насосною циркуляцією. Нагрівальні прилади - сталеві радіатори RADIK-KLASIK.

Регулювання тепловіддачі - регулюючими клапанами RTDN фірми "Danfoss". Відключення радіаторів - запірними клапанами RLV фірми "Danfoss".

Повітровидалення - через повітрозбірники у верхніх точках системи і через повітровипускні клапани нагрівальних приладів.

Наповнення систем - хімічищеною водою від водопом'якшуючого вузла ВВН 63 КЗЗ встановленого в паливній.

Опорожнення - через спускники в нижніх точках системи.

Труби систем опалення - Фузіотерм STABI із PP-R(80) Фузіолен (стабілізовані прокладкою із алюмінію) в ізоляції циліндрами FLEXOROCK із мінвати ROCKWOOL. Ізоляція сертифікована.

1.6.2. Вентиляція

Вентиляція - припливно-витяжна, природня. Повітропроводи запроектовані із тонколистової оцинкованої сталі ГОСТ 19904-91 покриваються протипожежним захистом - системою CONLIT 150 (вироби ROCKWOOL), що відповідає межі вогнестійкості EI 30.

1.7. Антисейсмічні заходи

Комплекс конструктивних антисейсмічних заходів розроблено згідно з вимог ДБН В.1.1-12:2006 “Будівництво у сейсмічних районах”:

1. Цегляні стіни та стіни, які межують з стійками рам армувати арматурними сітками в горизонтальних швах кладки через 9 рядів кладки по висоті на 1,5м в кожний бік.
2. Одержання величини нормального зщеплення цегли з розчином $R_p > 1,2 \text{ кг/см}^2$.
3. Застосування збірних залізобетонних панелей сейсмічної серії з рифленими гранями та арматурними випусками.
4. Замонолічування перекриття із збірних залізобетонних панелей шляхом влаштування залізобетонних обв'язок по всіх стінах та ретельного заповнення проміжних армованих швів між панелями для влаштування єдиного диску жорсткості.
5. З'єднання верхніх обв'язок з нижчележачою кладкою арматурними анкерами.
6. Армування всіх вільностоячих стін анкерами, залізобетонними сердечниками, горизонтальними сітками та обв'язочними поясами відповідно до висоти стіни.
7. Кріплення перегородок до стін та перекриття.
8. Будівельні роботи ведуться з врахуванням вимог ДБН В.1.1-12:2006 “Будівництво у сейсмічних районах” та у відповідності з діючими нормами, правилами, інструкціями та державними стандартами.

1.8. Протипожежні заходи

Ширина дверних прорізів та їх відкривання, ширина сходових маршів запроектовані згідно з діючими пожежними нормами.

Вогнебіозахист дерев'яних конструкцій здійснити за допомогою обробки поверхнево-просочувальним розчином вогнезахисного характеру. Металеві конструкції обробити антипіренами.

Для захисту від пожеж в будівлі передбачено баково-насосну пожежогасіння, а також пожежно-диспетчерський пост.

2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1. Розрахунок монолітної плити перекриття

Плита монолітна зводиться, як міжповерхове перекриття. Опорається на нижче розташовані колони. Для монтажу плити використано зйомну опалубку, яку демонтують після того, як бетон плити набере 70% проектної міцності. Навантаження на плиту збираємо від конструкції підлоги та корисного навантаження.

2.1.1. Збір навантажень на монолітну плиту перекриття

Таблиця 2.1. Збір навантаження на монолітну плиту перекриття

№ з/п	Вид навантаження	Характеристичне навантаження кН/м ²	Коефіцієнт γ_f	Розрахункове граничне нав. кН/м ²
Постійне				
1	Керамічна плитка $t=0.015\text{м}, \rho=1900 \text{ кг/м}^3$	0,3	1,1	0,33
2	Клейовий розчин $t=0.01\text{м}, \rho=2200 \text{ кг/м}^3$	0,22	1,3	0,286
3	Цементно-піщаний розчин $t=0.04\text{м}, \rho=2200 \text{ кг/м}^3$	0,88	1,3	1,14
4	Звукоізоляція $t=0.03\text{м}, \rho=40 \text{ кг/м}^3$	0,012	1,2	0,014
	Всього постійне	$g_n=1,41$		$g=1,77$
Змінне				
4	Корисне тимчасове (Довготривале 50%, короткочасне 50%)	4	1,2	4,8
	Сумарне	$s_n=5,41$		$s=6,57$

Повне навантаження:

$$q=(g+s) \cdot \gamma_n=6,57 \cdot 1,05=6,9 \text{ кН/м}^2 \quad (2.1)$$

2.1.2. Розрахунок плити

Розрахунок плити проводимо за допомогою ПК «Мономах». Схема споруди – з монолітним залізобетонним каркасом.

Відкриваємо програму «Компоновка». Створюємо нову модель, задаємо загальні характеристики будівлі за допомогою меню Схема – Характеристики здания.

The screenshot shows a dialog box titled "Общие характеристики здания" (General building characteristics). It contains the following fields and options:

- Отметка планировки: -0.45 м
- Отметка верха подколонника: -3.9 м
- Отметка подошвы: -4.9 м
- Схема распределения горизонтальных нагрузок при расчете всего здания: Рамносвязевая
- Характеристики грунта: Заданные
- Объемный вес (т/м³): 1.8
- Угол внутреннего трения (°): 22
- Сцепление (тс/м²): 2
- Модуль деформации (тс/м²): 1000
- К-нт перехода ко 2-му модулю: 5
- Козфициент Пуассона: 0.4
- Дополнительные параметры расчета жесткости упругого основания:
 - Luambda: 0.5
 - Нормы: СНиП 2.02.01-83
 - Метод: 3
- Минимальная глубина сжимаемой толщи: 0 м
- Учитывать вес грунта, срезанного выше подошвы фундамента:
- Дополнительное постоянное напряжение по всей глубине: 0 тс/м²

Buttons: OK, Отмена, Справка

Рис. 2.1. Загальні характеристики споруди

Після цього задаємо матеріали для будівлі. Заходимо в меню Схема – Материалы. Для споруди з різних матеріалів (цегла, дерево, залізобетон, метал) властивості кожного з них задаються окремо. Пізніше, при створенні конструкцій у ПК «Мономах» кожній з них присвоюється відповідний матеріал. Оскільки в даній будівлі всі несучі конструкції виготовлені з одного матеріалу – залізобетону, то і в програмі задаємо властивості лише для нього.

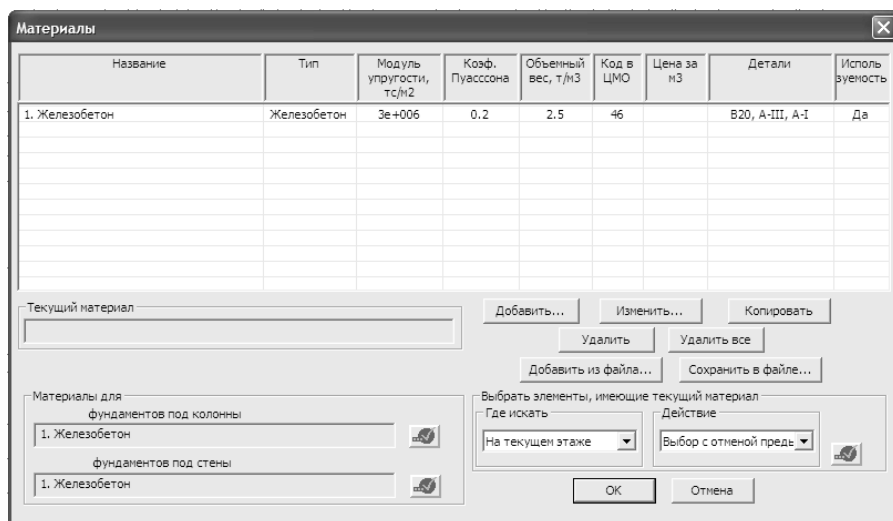


Рис. 2.2. Характеристика матеріалів споруди

Далі для будівлі задаємо сітку, потім осі координат. Тепер задаємо перший поверх споруди у програмі, якому в дійсності відповідає підвальний поверх. Задаємо палі будинку для влаштування фундаментів. Палі проектуються під колонами для того, щоб потім сприймати від них зусилля та передавати їх на основу. Для палей вибираємо такі характеристики:

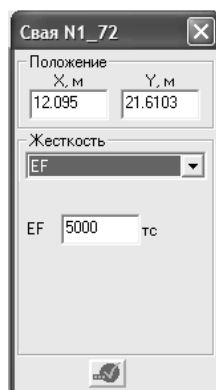


Рис. 2.3. Параметри створення палі споруди

Задаємо стіни за допомогою піктограми на панелі інструментів. Монолітні стіни передбачено лише в місцях розташування ліфтів та сходових кліток, а також в місцях, де вони будуть продовжуватись безперервно по всій висоті будинку. Разом з колонами та плитами вони будуть забезпечувати просторову жорсткість будівлі. Для стін задаємо такі параметри:

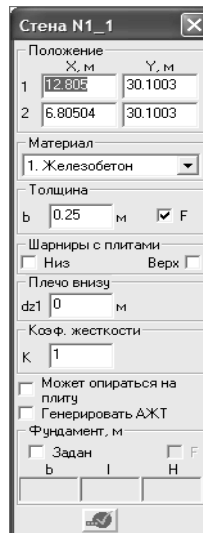


Рис. 2.4. Параметры створення стіни споруди

Задаємо колони для підвального поверху. Для цього використовуємо меню Схема – Добавить элементы – Добавить колонну, або піктограму на панелі інструментів.

Після створення всіх колон потрібно задати також плиту перекриття. Для цього використаємо меню Схема – Добавить элементы – Добавить плиту. Для плити задаємо такі параметри:

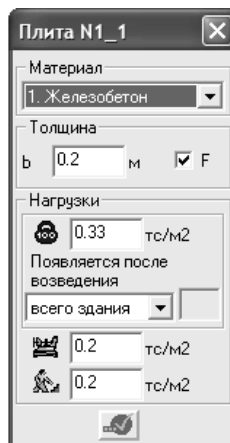


Рис. 2.5. Параметры створення плити перекриття

Контури плити задаємо, вибираючи потрібні вузли сітки за їх абсолютними або відносними координатами. В плиті за допомогою команди Добавить отверстие в плите створюємо отвори у плиті в місцях розташування сходових кліток. Між осями 8 та 9 прикладаємо штамп навантаження інтенсивністю $5,3 \text{ кН/м}^2 = 0,53 \text{ тс/м}^2$.

Це пов'язано з тим, що при пожежі у будинку №3 на пр. Шевченка по цій плиті буде рухатись пожежна машина, щоб добратись до внутрішнього двору. В цьому місці товщина плити збільшена на 250мм. Проводимо розрахунок за допомогою меню Расчет – Расчет текущего этажа. Переконавшись у правильності введення всіх даних можемо переходити до наступного кроку створення споруди у ПК «Мономах».

Копіюємо даний поверх 9 разів, щоб отримати споруду з дев'ятьма поверхами та дахом. При цьому використовуємо меню Этажи – Копирование этажа. Для кожного з поверхів коректуємо схему, видаляючи непотрібні та додаючи необхідні елементи. Переключатись між поверхами можемо за допомогою кнопок на панелі інструментів або за допомогою меню Этажи – Текущий этаж. У вікні, що відкрилося, вибираємо потрібний номер поверху і натискаємо ОК. При цьому слід пам'ятати, що перший поверх програмного комплексу відповідає дійсному підвальному поверху. По закінченні введення і редагування вихідних даних для розрахунку можна переглянути об'ємну модель споруди. Для цього використовуємо меню Вид – Вид 3D – Все здание.

Переходимо до розрахунку всієї споруди. Спочатку вибираємо меню Расчет – Расчет всего здания. Після цього вибираємо меню Расчет – МКЭ расчет.

МКЭ расчет

Шаг триангуляции

плит	0.5 м	<input checked="" type="checkbox"/> 4-х узловые КЭ	метод 1
стен	1 м	<input checked="" type="checkbox"/> 4-х узловые КЭ	метод 1
<input checked="" type="checkbox"/> генер-ть элты фонд. плит	0.5 м	<input checked="" type="checkbox"/> 4-х узловые КЭ	метод 1

Задать уникальные этажи... (Не заданы)

Выделить в суперэлементы

элементы перекрытия этажа

стены

Динамика

Количество форм 5

Генерировать АЖТ колонн и стен, имеющих такое свойство

Учитывать поэтапность возведения с выравниванием уровней перекрытий

В каждом этапе 3 этажей Обязательно заканчивать этапы этажами (n1, n2, n3...)

Увеличивать жесткость грунта в отдельных нагружениях (двойной расчет)

Сейсмика Ветер К-ты постели (с1) в 1 Ж-сти свай (EF) в 1

Допустимые погрешности

Отклонение КЭ стены от плоскости стены 0.001 м

Отклонение КЭ колонны от вертикальной оси колонны 0.001 м

Использовать результаты МКЭ расчета:

результаты сейсмич. расчета CQC

<input checked="" type="checkbox"/> Колонны (расчет арматуры+экспорт)	<input checked="" type="checkbox"/> Стены (расчет арматуры)
<input checked="" type="checkbox"/> Балки (расчет арматуры+экспорт)	<input checked="" type="checkbox"/> Разрезы (экспорт)
<input checked="" type="checkbox"/> Фунд. плиты (экспорт)	<input checked="" type="checkbox"/> Плиты (экспорт)
<input checked="" type="checkbox"/> Фундаменты (опр. размеров+расчет арматуры+экспорт)	

Расчет арматуры будет выполнен сразу после МКЭ расчета

Экспорт будет выполнен по команде Экспорт в констр. сист. ПК МОНОМАХ

ОК Отмена Справка

Рис. 2.8. Параметры МКЭ розрахунку

По закінченні розрахунку експортуємо результати у конструюючі програми ПК «Мономах»

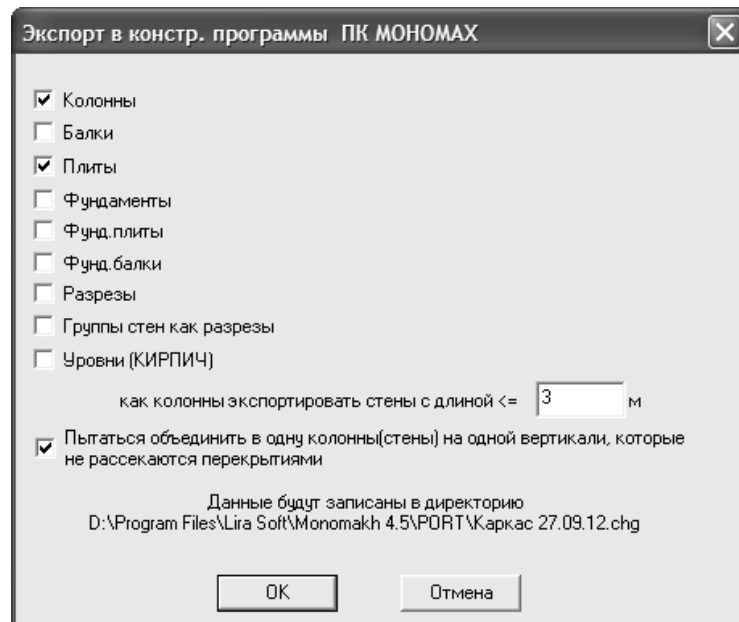


Рис. 2.9. Экспорт результатів розрахунку в конструюючі програми

Відкриваємо програму «Плита». Розрахунок проводимо на прикладі плити перекриття першого поверху. Перевіряємо характеристики матеріалів. Вони мають бути задані за ДСТУ 2.03.01-84. Вибираємо меню Расчет – Статический расчет. У вікні, що з'явилося вибираємо такі параметри:

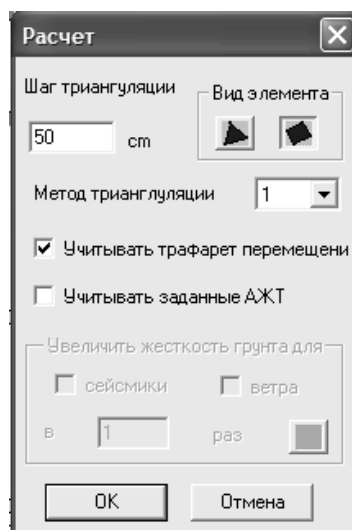


Рис. 2.10. Параметры розрахунку плити

По завершенні розрахунку виконуємо також розрахунок арматури, підбір оптимальної товщини та розрахунок на продавлювання за допомогою меню Расчет. Потім вибираємо меню Расчет – Расчет і проводимо остаточний розрахунок. Результати проведеного розрахунку можна побачити, використавши меню Результаты, вибираючи по чергово всі потрібні підменю.

За підбраною в ПК «Мономах» площею арматури визначаємо необхідний діаметр та крок арматури. Так, по напрямку X приймаємо нижню арматуру $\varnothing 16$ A400C з кроком 200мм. По напрямку Y - $\varnothing 12$ A400C з кроком 200мм. Верхня арматура по напрямку X - $\varnothing 16$ A400C, по напрямку Y - $\varnothing 10$ A400C. Крок арматури 200мм. Поперечну арматуру приймаємо $\varnothing 12$ A400C та $\varnothing 6$ A240C. Також приймаємо додаткове армування $\varnothing 12$ A400C в місці з'єднання плити з колонами. Всю арматуру приймаємо за ДСТУ3760:200.

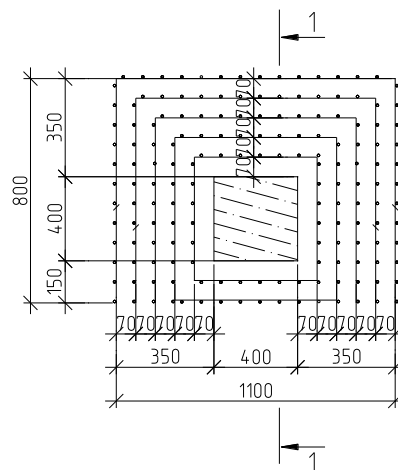


Рис. 2.17. Схема армування типу А в місці стику з колоною

2.2. Розрахунок монолітної залізобетонної колони.

Схема споруди – з монолітним залізобетонним каркасом. Навантаження на колони першого поверху передається від конструкцій даху, плит перекриття та колон верхніх поверхів. Сама колона передає навантаження на палевий фундамент. Для розрахунку колони використано програмний комплекс «Мономах».

За допомогою меню Сервис – Эксперт задаємо відсоток армування для колон.

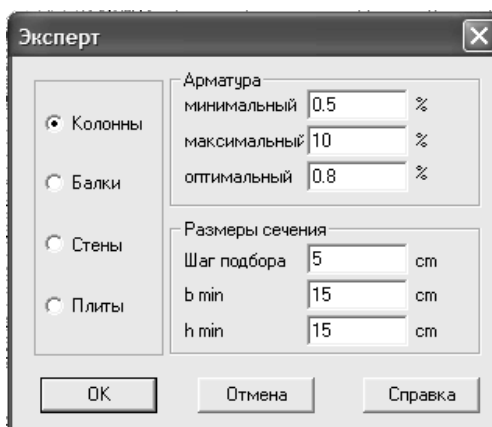


Рис. 2.21. Відсоток армування для колони

Задаємо колони для підвального поверху. Для цього використовуємо меню Схема – Добавить элементы – Добавить колонну, або піктограму на панелі інструментів. У нашій споруді використано колони з різними поперечними перерізами. Вони досить великі, як для торгово-розважального комплексу. Це пов'язано з тим, що у будівлі немає жодної плити перекриття (крім підвального поверху), яка зв'язувала б всі колони в одному рівні. Зважаючи на сейсмічність ділянки забудови та низький клас ґрунтів доцільно використовувати колони збільшеного поперечного перерізу для забезпечення стійкості та жорсткості споруди.

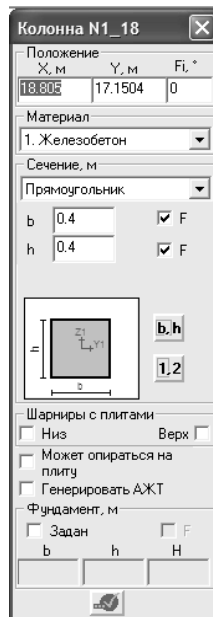


Рис. 2.22. Параметры створення колони квадратної в плані

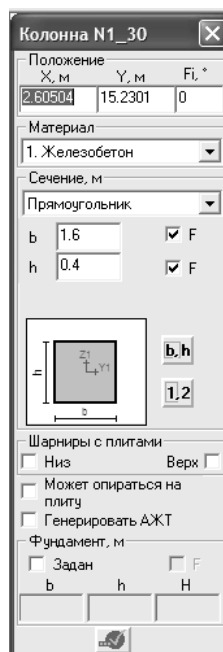


Рис. 2.23. Параметры створення колони прямокутної в плані

Після задання колон створюємо також плиту перекриття, проводимо розрахунок поверху, створюємо решту поверхів та розраховуємо всю будівлю. Результати розрахунку експортуємо в конструюючі програми ПК «Мономах». Тепер відкриваємо програму «Колонна» і в ній проводимо розрахунок армування. У програмі виберемо для розрахунку колону 1_18. Спочатку відкриваємо файл з даними колони 1_18. Виконуємо розрахунок за допомогою меню Расчет – Расчет.

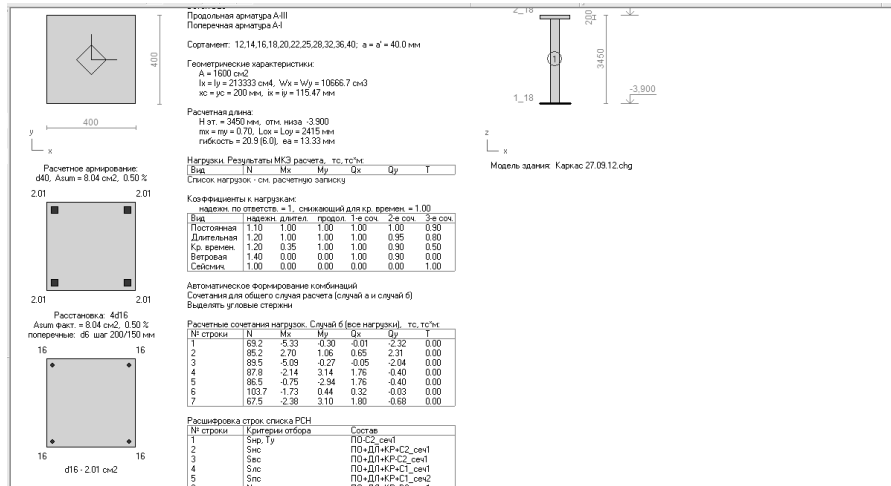


Рис. 2.24. Результаты розрахунку колони 1_18

У результаті розрахунку даної колони отримали поздовжню арматуру 4Ø16 з $A=8.04\text{см}^2$, поперечну арматуру. Також створюємо пояснюючу записку.

Нормативний документ

ДСТУ 3760-98

Бетон

Класс B20

Арматура

Класс продольной A400C2

Класс поперечной A240C

Расчетный диаметр продольной, мм 40

Защитный слой продольной, мм 20

Привязка продольной, мм 40

Используемый сортамент продольной 12,14,16,18,20,22,25,28,32,36,40

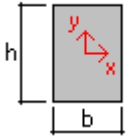
Требования

Выделять угловые стержни

Вязаный каркас. Модуль уменьшения шага поперечной арматуры 25 мм

Сейсмичность площадки 7 баллов. Рамно-связевая конструктивная схема здания

Сечение



Размеры, мм:

b 400

h 400

Площадь, см² 1600

Отметки

Высота этажа, мм 3450

Высота перекрытия, мм 200

Отметки, м:

низа колонны -3,900

верха перекрытия -0,450

Расчетная длина

Коэффициенты расчетной длины:

m X 0.7

m Y 0.7

Расчетная длина, мм:

Lo X 2415

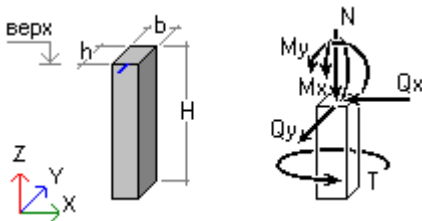
Lo Y 2415

Гибкость:

Lo/h X 6.04

Lo/h Y 6.04

Нагрузки



Результаты МКЭ расчета

	N, тс	Mx, тс*м	My, тс*м	Qx, тс	Qy, тс	T, тс*м	сеч
Постоянная	67.7	-1.45	0.367	0.339	-0.148	0	1
	66.3	-0.938	-0.802	0.339	-0.148	0	2
Длительная	13	0.154	0.0221	-0.023	0.181	0	1
	13	-0.472	0.101	-0.023	0.181	0	2
Кр. временная	13	0.154	0.0221	-0.023	0.181	0	1
	13	-0.472	0.101	-0.023	0.181	0	2
Ветровая 1	0.00941	-0.0154	-0.192	-0.102	-0.00824	0	1
	0.00941	0.0131	0.161	-0.102	-0.00824	0	2
Ветровая 2	0.223	-0.382	-0.00899	-0.00346	-0.213	0	1
	0.223	0.352	0.00295	-0.00346	-0.213	0	2
Сейсмическая 1	0.486	-0.945	2.74	1.46	-0.538	0	1
	0.486	0.91	-2.3	1.46	-0.538	0	2
Сейсмическая 2	-2.18	3.89	0.664	0.347	2.18	0	1
	-2.18	-3.62	-0.535	0.347	2.18	0	2

Коэффициенты

Надежности по ответственности 1

	Пост.	Длит.	Кр.вр.	Ветр.	Сейсм.
Надежности	1.1	1.2	1.2	1.4	1
Длительности	1	1	0.35	0	0
Продолжительности	1	1	1	0	0

Снижающий для кр. врем. нагрузки 1

Учитывать в расчете:

автоматически сформированные РСН

РСН, сформированные для случаев а, б

Коэффициенты расчетных сочетаний нагрузок (РСН)

	Пост.	Длит.	Кр.вр.	Ветр.	Сейсм.
1-е, основное	1	1	1	1	0
2-е, основное	1	0.95	0.9	0.9	0

	Пост.	Длит.	Кр.вр.	Ветр.	Сейсм.
3-е, особое	0.9	0.8	0.5	0	1

Учитывать при автоматическом формировании РСН:

знакопеременность ветровой и сейсмической нагрузки

Расчетное армирование

Asu	2.01
Продольная арматура, см ² :	
полная	8.044
по прочности	8.044
% армирования	0.50
Поперечная арматура, см ² /м	0.0749927

Расстановка продольной арматуры

Армирование симметричное	
угловые	4Ø16
Всего	4Ø16
Площадь арматуры, см ²	8.04248
% армирования	0.50

Анкеровка продольной арматуры

Диаметр стержня, мм	Длина анкеровки, мм	Длина нахлестки, мм
16	760	760

Расстановка поперечной арматуры

Зона анкеровки, мм:	6Ø6
шаг	150
привязка 1-го	50
зона раскладки	750
привязка последнего	800
Основная зона, мм:	12Ø6
шаг	200
привязка 1-го	1000

зона раскладки	2200
привязка последнего	3200
расст. до верха	50

Площадь арматуры, см ² /м	2.82743
--------------------------------------	---------

За допомогою меню Результати – Чертеж можемо створити креслення колони, на якому показано арматуру, спосіб її розстановки, відомість витрати матеріалів. Також маємо можливість додати в потрібному місці інші поперечні перерізи, показати чи не показувати поперечне армування.

Аналогічно проводимо розрахунок решти колон. Армуння колон залежить в кожному окремому випадку від навантаження, розмірів та форми колони. Всю арматуру приймаємо за ДСТУ3760:200.

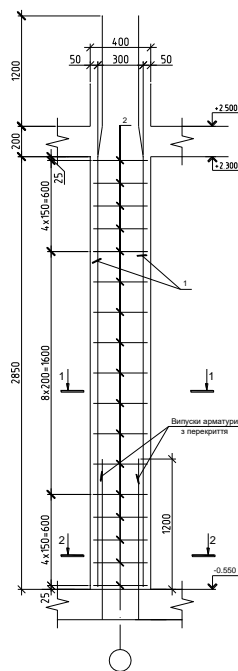


Рис. 2.25. Схема армування колони К-2.2.

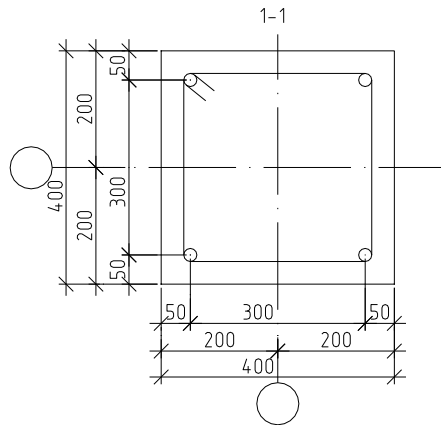


Рис. 2.26. Схема армування колони К-2.2. Розріз 1-1

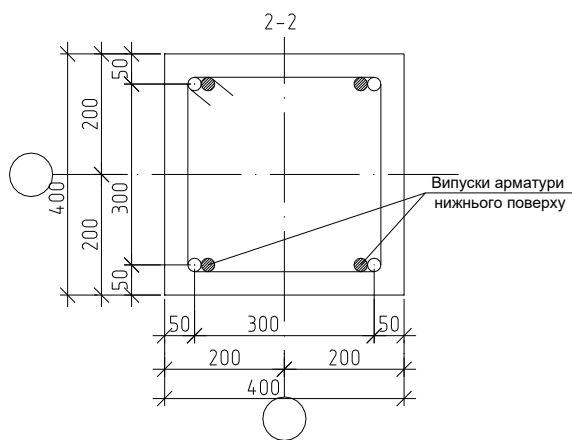


Рис. 2.27. Схема армування колони К-2.2. Розріз 2-2.

2.3. Розрахунок фундаменту

2.3.1. Розрахунок палі буронабивної

Для торгово-розважального центру з наявним підвальним поверхом приймаємо глибину закладання ростверку 5м від рівня підлоги першого поверху. За рахунок залягання насипних ґрунтів, піску та глини вибираємо палі-стійки та забиваємо їх на глибину 14,45м від рівня чистої підлоги. Навантаження, що передаються на ростверк від колони приймаємо згідно з розрахунком у ПК «Мономах». Для цього виконуємо розрахунок всієї споруди, а також МКЭ Расчет в меню Расчет.

Після виконання розрахунку переходимо до просторової моделі, використавши команду Вид – Результати МКЭ расчета.

Виділяємо колони за допомогою відповідної кнопки на панелі інструментів Выбор, на цій же панелі інструментів вибираємо тільки перший поверх та виконуємо фрагментацію по колонах. Вибираємо меню Результаты – Суммарные нагрузки на стены и колонны. В результаті отримаємо зображення з нанесеними максимальними поздовжньою стискаючою силою, моменти та поперечні сили по осях X та Y, прикладеними до низу колон.

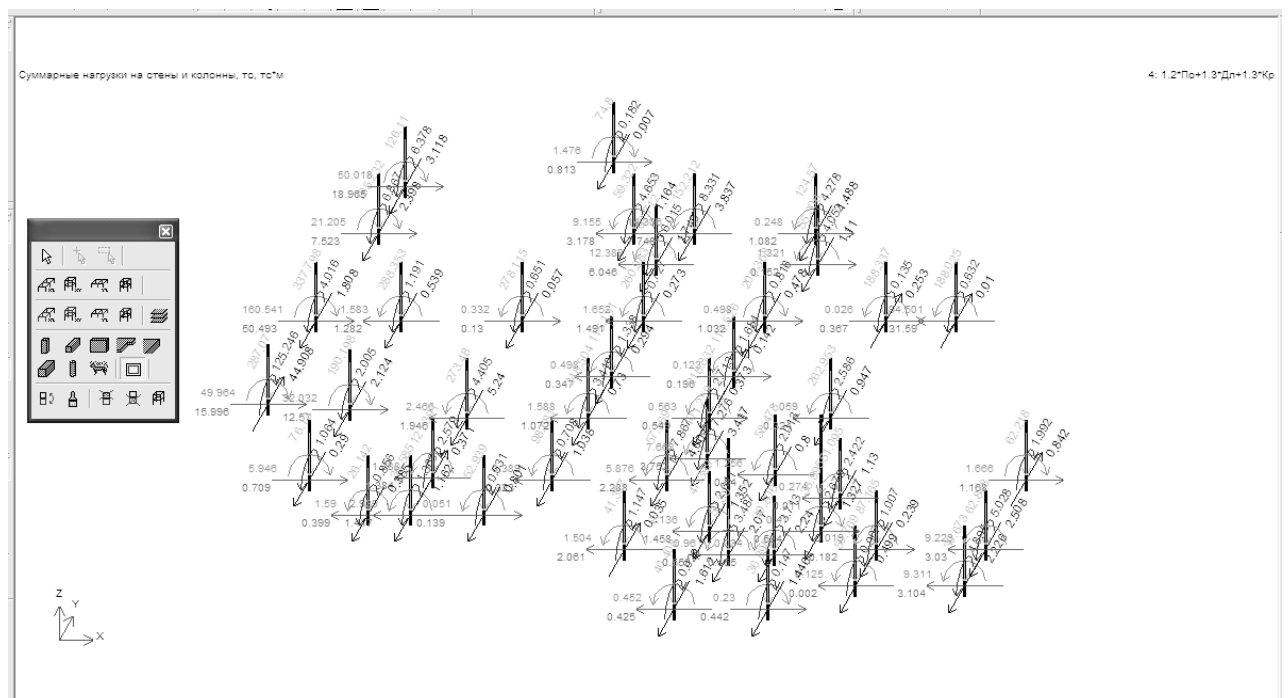


Рис. 2.29. Максимальні навантаження на низ колон.

Для знаходження максимального навантаження потрібно вибрати найбільш невдалу комбінацію завантажень схеми.

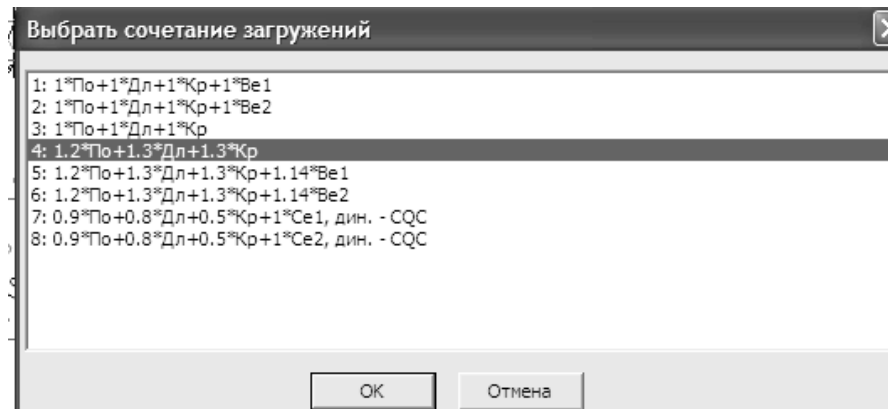


Рис. 2.30. Максимальні навантаження на низ колон

Перебравши по черзі всі комбінації завантажень, максимальні значення для навантажень отримаємо, коли вибрано четверту комбінацію.

Палі монолітного фундаменту проектуємо палі бурові, які влаштовують в ґрунті шляхом заповнення пробурених свердловин бетонною сумішшю та установкою в них залізобетонних елементів.

Розрахунок пальового фундаменту проводимо згідно ДБН В 2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд».

Вихідні дані для розрахунку палі-стійки: Глибина закладання 9,5 м, діаметр поперечного перерізу – 0,42м. Паля запроектована без розширення внизу. Нижній кінець палі опирається на щебенистий ґрунт – щебінь вивітрілого мергелю, насичений водою, сірий. $R_0 = 450$ кПа

Визначаємо площу поперечного перерізу палі:

$$A = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,42^2}{4} = 0,139 \text{ м}^2; \quad (2.2)$$

- Тримаюча здатність по ґрунту паль-стійок:

$$F_d = \gamma_c R A = 1 \cdot 4500 \cdot 0,139 = 625,5 \text{ кН} \quad (2.3)$$

де: $\gamma_c = 1$ - коефіцієнт умов роботи;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, R=4,5МПа;

A – площа поперечного перерізу палі.

За результатами розрахунку паля здатна тримати 62,6т.

Палю конструюємо з бетону С 16/20 з $f_{cd} = 11,5$ МПа.

Арматуру приймаємо згідно конструктивних міркувань з врахуванням того, що бетон палі дрібнозернистий. Для поздовжнього армування вибираємо $6 \varnothing 20$ А400С, $f_{pk} = 365$ МПа. Поперечна арматура $42 \varnothing 10$ А240С, $f_{pk} = 375$ МПа.

- Визначаємо тримаючу здатність однієї палі по матеріалу:

$$F = \gamma_c \varphi (\gamma_b f_{cd} A + f_{pk} A_s) = 0,6 \cdot 1 (0,95 \cdot 11500 \cdot 0,139 + 365000 \cdot 0,002) = 1361,16 \text{ кН} \quad (2.4)$$

де: $\gamma_c = 0,6$ - коефіцієнт умов роботи для набивних палей;

$\varphi = 1$ - коефіцієнт поздовжнього згину;

$\gamma_b = 0,95$ - коефіцієнт умов роботи бетону;

$f_{cd} = 11,5$ МПа – розрахункове значення міцності бетону на стиск;

$f_{pk} = 375$ МПа – розрахунковий опір арматури на стиск;

A_s - площа поперечного перерізу робочої арматури

$$A_s = n \pi r^2 = 6 \cdot 3,14 \cdot 0,01 = 0,002 \text{ м}^2 \quad (2.5)$$

де: $n=6$ – кількість стержнів робочої арматури;

$r=10$ мм – радіус поперечного перерізу робочої арматури.

Із двох обчислених значень приймаємо тримаючу здатність палі по меншому.

Тому $F_d = 625,5 \text{ кН} = 62,6 \text{ т}$.

Далі підбираємо кількість палей для ростверку. Для розрахунку приймаємо зусилля, отримані розрахунком у ПК «Мономах».

$$\begin{aligned} N_{\max} &= 117 \text{ тс} \\ M_{\max} &= 1,1 \text{ тс} \cdot \text{м} \\ Q_{\max} &= 1,3 \text{ тс} \end{aligned} \quad (2.6)$$

Підбираємо для даного ростверку кількість палей – 4. Перераховуємо навантаження, що припадає на одну палю:

$$N = \frac{N_{\max}}{n} + \frac{M_{\max}}{x} + \frac{Q_{\max} h}{y} = \frac{117}{4} + \frac{1,1}{0,71} + \frac{1,3 \cdot 1}{0,71} = 32,63 \text{ тс} = 326,3 \text{ кН} \quad (2.7)$$

де: $n=4$ – кількість палей;

x – віддаль від точки прикладання моменту до осі палі;
 y – віддаль від точки прикладання поперечної сили до осі палі;
 h - висота ростверку.

Перевіряємо тримаючу здатність палі за формулою:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k} = 326,3кН \leq \frac{625,5}{1,4} = 446,78кН \quad (2.8)$$

де: $\gamma_k = 1,4$ - коефіцієнт надійності пружних деформацій ґрунту.

Умова виконується, міцність палі-стійки забезпечена. Розміри палі, глибина закладання, бетон та арматура підбрані вірно.

Оскільки паля круглого поперечного перерізу, то робочу арматуру розміщуємо рівномірно по периметру палі з захисним шаром бетону товщиною 5 см. Поперечну арматуру розташовуємо з кроком 30см.

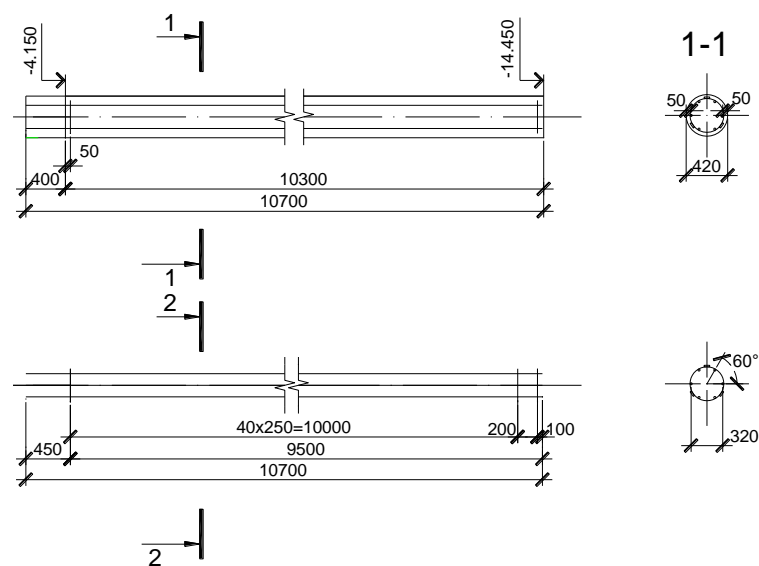


Рис. 2.31. Схема та армування палі

2.3.2. Вимоги до монтажу палей

При зведенні буронабивних палей контролюють: відповідність свердловини вимогам проекту, технологічні властивості бетонної суміші, яку укладають, міцність бетону, а також виконання всіх етапів процесу бетонування.

Стан свердловини перевіряють візуально, опускаючи в свердловину електролампи, а в глинистих розчинах - застосовуючи шаблони різної конструкції. Ґрунт, що обрушився, видаляють. Потім у вибої свердловину ущільнюють.

Проектне положення арматурного каркаса забезпечують фіксаторами. Величина захисного шару має бути не менше 50 мм. Якість бетону контролюють за зразками, а також застосовуючи методи радіоізотопів і ультразвуку. Для забезпечення роботи приладів попередньо на всю довжину в свердловину закладають труби. Несучу здатність буронабивних паль визначають за результатами статичних випробувань.

2.3.3. Розрахунок ростверку монолітного

Розрахунок ростверків проводиться в, основному, на дію поперечної сили, згин та продавлювання колоною. Розрахунок ростверку монолітного проводимо на основі даних, отриманих із розрахунку каркасу у ПК «Мономах», а також із розрахунку паль, проведених у п. 2.3.1. Розміри ростверку приймаємо: 2100x2100x1000мм.

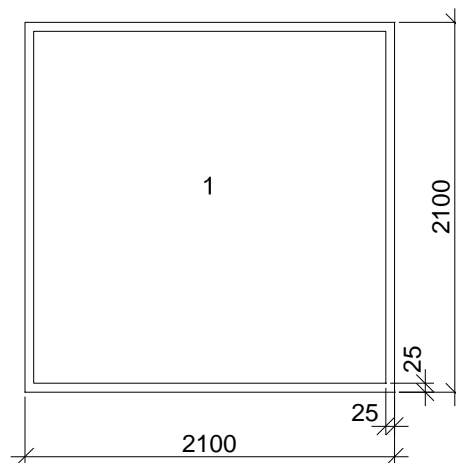


Рис. 2.31. Ростверк монолітний

Максимальні навантаження, які передаються на ростверк від конструкцій, розташованих вище, прийняті з ПК «Мономах»:

$$\begin{aligned}
 N_{\max} &= 117 \text{ тс} \\
 M_{\max} &= 1,1 \text{ тс} \cdot \text{м} \\
 Q_{\max} &= 1,3 \text{ тс}
 \end{aligned}
 \tag{2.9}$$

2.3.4. Розрахунок на прогин

Розрахунок ростверку на згин проводимо, як балки нерозрізної, що опирається на палі. Визначають момент на опорах та всередині прольоту. Якщо маємо декілька рядів паль, які розташовані по прямокутній сітці, за розрахунковий проліт

приймаємо відстань між осями паль. При розташуванні паль в шаховому порядку, розрахунковий проліт дорівнює довжині проекції відстані між осями паль на поздовжню вісь ростверку.

Оскільки для даного ростверку кількість опор(паль) рівна чотирьом і вони розташовані в шаховому порядку, то ростверк розраховуємо як звичайну однопролітну балку. За розрахунковий проліт приймається відстань між осями паль.

Знаходимо згинаючий момент, який виникає в ростверку від дії зосередженої сили за формулою:

$$M = \frac{Nl}{4} = \frac{2190 \cdot 1,42}{4} = 543,15 \text{кНм} \quad (2.10)$$

де l – розрахунковий проліт ростверку.

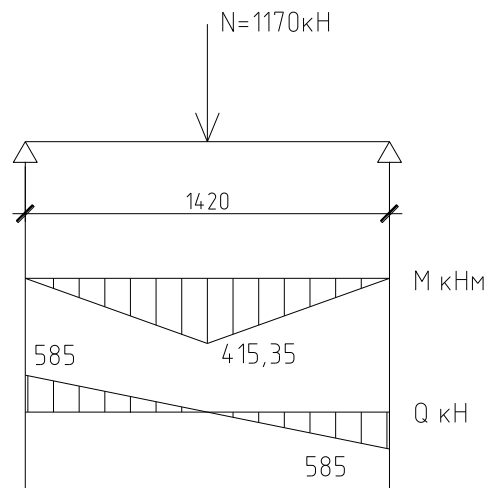


Рис. 2.32. Розрахункова схема ростверку

Також визначимо поперечну перерізуючу силу від навантаження:

$$Q = \frac{N}{2} = \frac{2190}{2} = 1095 \text{кН} \quad (2.11)$$

Приймаємо захисний шар бетону $a=5\text{см}$. Знаходимо робочу висоту перерізу:

$$h_0 = h - a = 1050 - 50 = 1000 \text{мм} \quad (2.12)$$

Визначаємо коефіцієнт α_m за формулою:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b h_0^2} = \frac{415350}{0,9 \cdot 1,15 \cdot 142 \cdot 100^2} = 0,17 \quad (2.13)$$

де: $\gamma_{b2} = 0,9$ - коефіцієнт умов роботи;

$f_{cd} = 11,5 \text{ МПа}$ - міцність бетону на стиск;

b, h – розміри поперечного перерізу ростверку.

За довідковою таблицею знаходимо :

$$\xi = 0,19 \quad \eta = 0,905 \quad (2.14)$$

Перевіряємо умову $\xi \leq \xi_R$. Для цього визначаємо характеристику стиснутої зони бетону:

$$w = 0,85 - 0,008 f_{cd} \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 11,5 \cdot 0,9 = 0,76 \quad (2.15)$$

$$\xi_R = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{w}{1,1}\right)} = \frac{0,76}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,76}{1,1}\right)} = 0,62 \quad (2.16)$$

$\xi \leq \xi_R$, отже умова застосування розрахункових формул задовольняється.

Підсилювати бетон стиснутої арматури не потрібно.

Площу поперечного перерізу поздовжньої арматури в розтягнутій зоні визначаємо за формулою:

$$A_s = \frac{M}{f_{pk} \eta h_0} = \frac{415350}{36,5 \cdot 0,905 \cdot 100} = 96,78 \text{ см}^2 \quad (2.17)$$

де: $f_{pk} = 365 \text{ МПа}$ - міцність арматури класу А400С на стиск.

Підбираємо арматуру у два ряди 2x10Ø25А400С для якої $A=98,2 \text{ см}^2$. Оскільки ростверк працює однаково по осях Х та Y, то для армування використовуємо сітки з розмірами чарунки 200x200мм. Також для стиснутої зони ростверку конструктивно запроектуємо арматурні сітки в місцях опирання ростверку на палі. Для верхньої арматури використовуємо одну сітку 10Ø25А400С з розмірами чарунки 200x200мм. Поперечну арматуру проектуємо з конструктивних вимог діаметром стержнів Ø8А240С. Також у ростверк замонолічуємо арматуру колони. Каркас виконуємо із поздовжніх стержнів стержнів 4Ø20А400С, поперечну арматуру приймаємо 3Ø8А240С з кроком 300мм. Сітки та каркаси виконують зі стержнів в'язанням дротом.

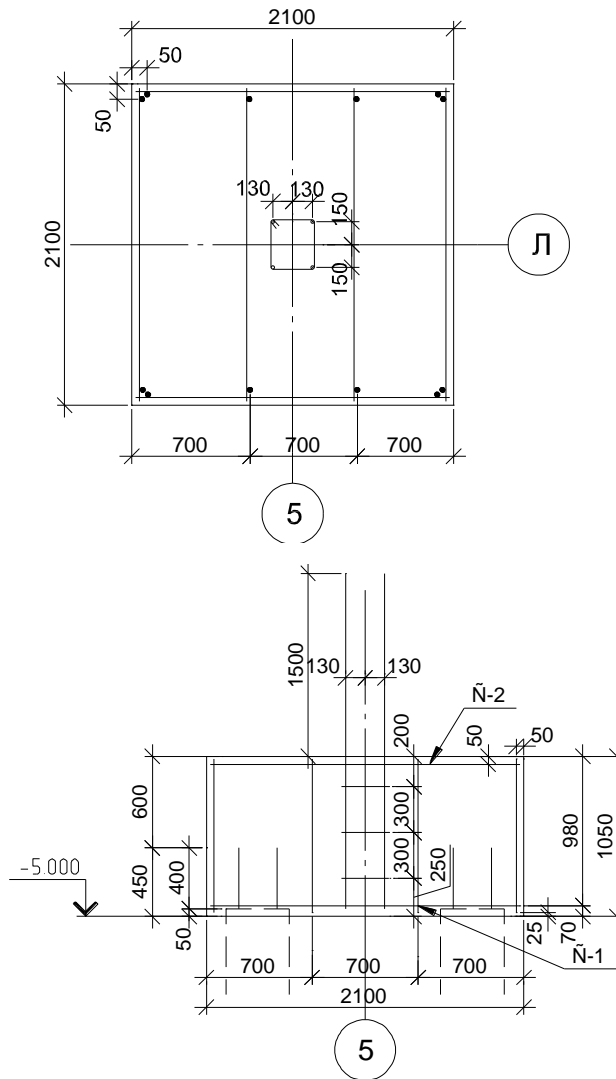


Рис. 2.33. Схема армування ростверку монолітного

2.3.5. Розрахунок на продавлення

Розрахунок на продавлення виконується для перевірки забезпечення оптимальної висоти поперечного перерізу ростверку, що сприймає навантаження. Розрахунок виконуємо за наступною формулою:

$$F_p \leq \frac{2h_0 f_{cd}}{\alpha} \left(\frac{h_0}{c_1} (b_k + c_2) + \frac{h_0}{c_2} (a_k + c_1) \right) \quad (2.18)$$

Для даної формули:

F_p - розрахункова продавлююча сила, яка дорівнює сумі реакцій усіх паль, які розташовані за межами нижньої основи піраміди продавлення;

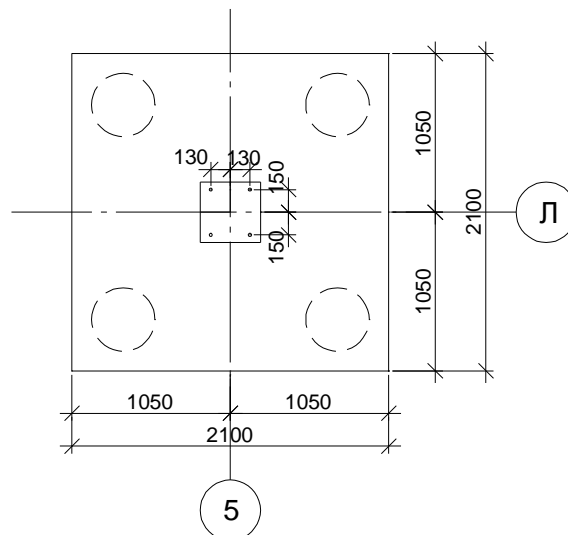
h_0 - робоча висота поперечного перерізу ростверку на ділянці, що перевіряється і, в даному випадку, дорівнює відстані від робочої арматури плити до низу колони;

α - коефіцієнт, що враховує часткову передачу поздовжньої сили на плитну частину через стінки стакана. Визначаємо за формулою 2.23;

c_1, c_2 - відстань від грані колони до бічної грані палі, яка розташована за межами фігури продавлення;

a_k, b_k - розміри частини колони, зануреної в стакан ростверку;

$f_{cd} = 11,5 \text{ МПа}$ – міцність бетону на стиск.



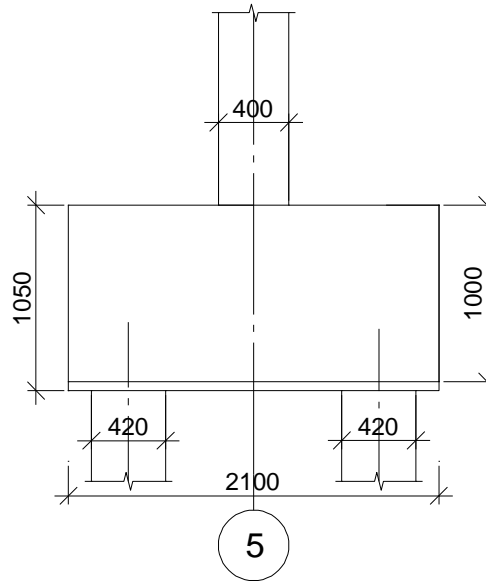


Рис. 2.34. Схема ростверку для розрахунку на продавлювання

Визначаємо величину реакцій паль від навантаження, що передається на ростверк на рівні верхньої грані ростверку:

$$F = \frac{N_{\max}}{n} + \frac{M_{\max}}{x} + \frac{Q_{\max} h}{y} = \frac{117}{4} + \frac{1,1}{0,71} + \frac{1,3 \cdot 1}{0,71} = 32,63 \text{ тс} = 323,63 \text{ кН} \quad (2.19)$$

Продавлююча сила:

$$F_p = 4F = 1294,54 \text{ кН} \quad (2.20)$$

Робоча висота перерізу при товщині захисного шару $a=5\text{см}$:

$$h_0 = h - a = 105 - 5 = 100 \text{ см} \quad (2.21)$$

Відстань від граней колони до відповідних найближчих граней паль:

$$c_1 = c_2 = 0,71 - 0,21 - 0,2 = 0,3 \text{ м} \quad (2.22)$$

Для визначення коефіцієнта α потрібно обчислити площу поверхні палі, зануреної у стакан. Приймаємо для палі, замоноліченої в ростверк $A_f = 0,5 \text{ м}^2$:

$$\alpha = 1 - \frac{0,4 f_{cd} A_f}{N} = 1 - \frac{0,4 \cdot 11500 \cdot 0,5}{1170} = 0,86 \quad (2.23)$$

Виконуємо перевірку ростверку на продавлювання, підставивши отримані величини у формулу 2.18:

$$1294,54 \leq \frac{2 \cdot 100 \cdot 1,15}{0,86} \left(\frac{100}{30} (40 + 30) + \frac{100}{30} (30 + 30) \right) = 1537,36 \text{ кН} \quad (2.24)$$

Умова виконується, міцність ростверку забезпечена.

2.3.6. Розрахунок палі і пальових фундаментів за деформаціями основ

Визначення осідання одиничної палі під дією вертикального навантаження:

$$s_1 = \frac{s_e P}{P_u - P} = \frac{4,1 \cdot 10^{-5} \cdot 326,3}{625,5 - 312,75} = 4,3 \cdot 10^{-5} \text{ м} \quad (2.25)$$

де: s_1 - осідання одиничної палі;

s_e - пружна складова осідання палі при навантаженні на палю P_e ;

$P_e = 0,5P_u$ - навантаження, що обмежує лінійну ділянку спільного осідання (від стиснення стовбура та осідання ґрунтової основи) голови палі (межа пропорційності);

P_u - величина граничного опору палі – навантаження, за якого вичерпується тримаюча здатність основи F_d . Граничний опір палі визначають за результатами натурних випробувань ґрунтів палями. За відсутності результатів натурних випробувань дозволяється приймати $P_u = 1,25F_d$.

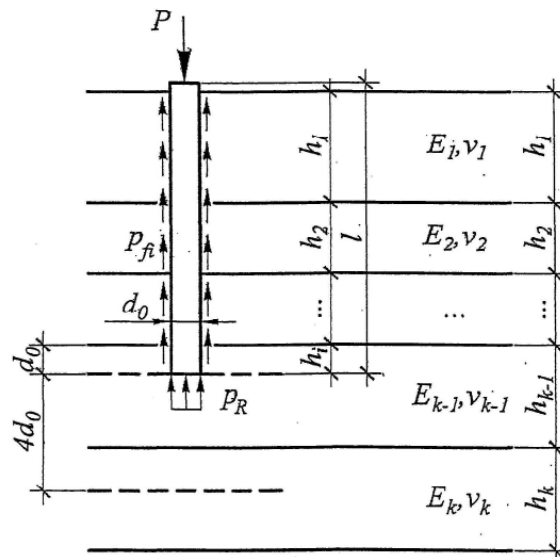


Рис. 2.35. Схема розрахунку на осідання

Пружна складова осідання палі визначається за формулою:

$$s_e = 2(1+\nu) \frac{Pc}{El} + \frac{Pl(1+b)}{2E_0F} = 2(1+0,27) \frac{326,3 \cdot 0,568}{124370 \cdot 9,5} + \frac{326,3 \cdot 9,5(1+0,273)}{2 \cdot 2 \cdot 10^9 \cdot 0,14} = 4,1 \cdot 10^{-5} \text{ м} \quad (2.26)$$

де: ν - коефіцієнт поперечної деформації ґрунту;

c - коефіцієнт осідання;

E - приведений модуль деформації ґрунту, кПа;

E_0 - модуль пружності матеріалу стовбура палі, кПа;

F - площа поперечного перерізу палі м^2 .

Визначаємо усереднений у межах довжини палі модуль деформації ґрунтової основи, що контактує з бічною поверхнею палі:

$$E_f = \frac{\sum_{i=1}^n E_i h_i}{\sum h_i} = \frac{100 \cdot 5,4 + 15 \cdot 0,7 + 80 \cdot 2,8 + 20 \cdot 0,5}{5,4 + 0,7 + 2,8 + 0,5} = 83,46 \text{ МПа} \quad (2.27)$$

де: E_i - модуль деформації i -го шару ґрунтової основи в межах бічної поверхні палі, МПа;

h_i - товщина i -го шару ґрунту основи в межах бічної поверхні палі.

Визначаємо приведений модуль деформації ґрунту:

$$E = (1-b)k_f E_f + k_p b E_p = (1-0,273) \cdot 0,7 \cdot 83,46 + 3 \cdot 0,273 \cdot 100 = 124,37 \text{ МПа} \quad (2.28)$$

де: E_p - модуль деформації під нижнім кінцем палі, кПа, що визначається в межах одного діаметру вище і чотирьох нижче позначки нижнього кінця палі;

k_f - коефіцієнт умов роботи ґрунту вздовж бічної поверхні палі;

k_p - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі.

Визначаємо осідання i -тої палі під дією одиничного навантаження на j -ту палю у фундаменті:

$$s_{ij} = 2(1+\nu) \frac{w_j k_b}{El} = 2(1+0,27) \frac{0,455 \cdot 1,06}{124370 \cdot 9,5} = 4,1 \cdot 10^{-7} \text{ м} \quad (2.29)$$

де: w_i - коефіцієнт, що залежить від приведенного радіуса та відстані між i -тою та j -тою палями;

k_b - табличний коефіцієнт.

Осідання i -тої палі у фундаменті визначають за формулою:

$$s_i = s_1 + \sum_{j=1}^n P_j s_{ij} = 4,3 \cdot 10^{-5} + 326,3 \cdot 4,1 \cdot 10^{-7} = 17,69 \cdot 10^{-5} \text{ м} \quad (2.30)$$

де: P_j - навантаження на j -ту палю у фундаменті.

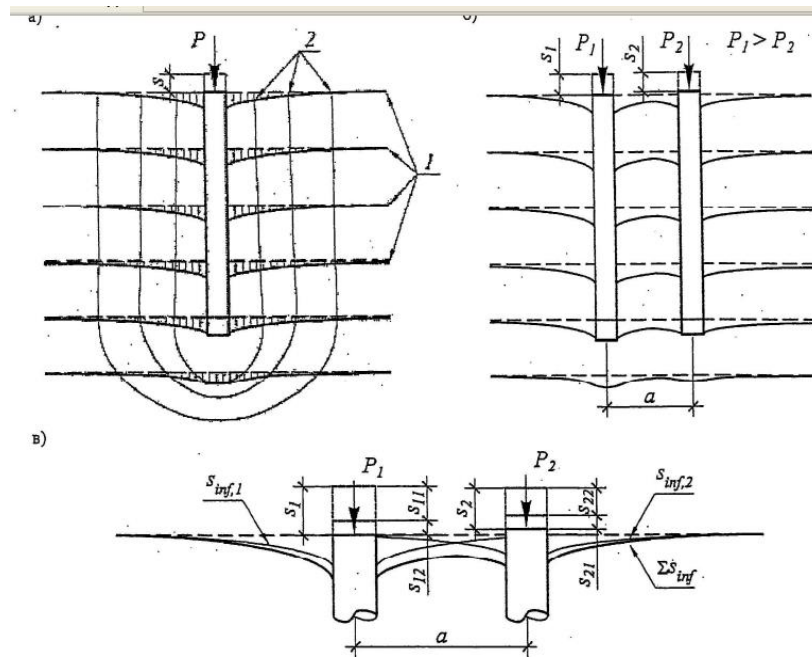


Рис. 2.36. Схеми розподілу переміщень палей і ґрунтової основ із врахуванням взаємного впливу

3. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

3.1. Розробка технологічної карти на монтаж монолітних залізобетонних ростверків.

Область застосування.

Технологічна карта відображає обсяги робіт по окремих етапах монтажу, відповідні технологічні схеми розкладки конструкцій на буд майданчику, схеми монтажу конструкцій, графіки монтажу, вказівки по веденню монтажних робіт, вимоги до якості монтажу, розрахунки потреби в машинах і робітниках, специфікація обладнання, основних засобів, пристосувань та інструментів, рішення, що забезпечують безпеку організації технологічних процесів і виконання робіт, техніко-економічні показники монтажних робіт. Дана технологічна карта розроблена на монтаж монолітних залізобетонних ростверків.

Розміри основних елементів:

– ростверки 2100x2100мм, 2100x2700мм, 2700x2700мм, 2400x3600 та ін.

Картою передбачена доставка бетону на будівельний майданчик та переміщення за допомогою крана до проектного місця влаштування ростверку.

3.1.1. Організація і технологія виконання робіт

Монтаж конструкцій даху здійснюється з коліс, оскільки монтаж з попередньою розкладкою конструкцій не можливий.

В зоні дії монтажного крану бетон, привезений на майданчик бетоновозом перекидають в люльку, яку кран переносить до місця бетонування ростверку.

Люльку переносять за допомогою двовіткових строп. Стропування здійснюється за спеціальні стропильні вуха, приварені до корпусу. Монтаж одного ростверку здійснюється за один раз з обов'язковим вібруванням. Розопалубка проводиться після набуття бетоном міцності не менше 75% від проектної.

3.1.2. Вибір монтажного крану та бетоновозу

Монтажний кран потрібно вибрати з умов ваги найважчого вантажу, максимальної висоти її підйому та відстані до найбільш віддаленого місця переміщення вантажу.

Монтажна маса елемента визначається як сума мас елемента, що монтується і вантажозахватних пристосувань.

$$m_{ел} + m_{власна} + m_{присос} = 3,02 + 0,25 + 2 \cdot 0,1 = 3,29\text{т} \quad (3.1)$$

де: 3,02т — вага монтажного елемента, т(густина бетону 2,52т/м³, об'єм баді – 1 м³, вага баді – 0,5т);

0,25 — вага пристосування для строповки, т;

0,1 — вага однієї розчалки, т.

Потрібна висота піднімання гака крану визначається так:

$$H_{кр}^{nm} = h_{пол} + h_з + h_г + h_с, \quad (3.2)$$

де $h_г$ — потрібна висота підйому люльки з бетоном;

$h_з$ — запас по висоті між рівнем землі і низом монтажного елемента;

$h_с$ — розрахункова висота вантажозахватного пристрою.

$h_{пол}$ — висота поліспасту в стягнутому положенні

$$H_{кр}^{nm} = 2 + 0,5 + 1 = 3,5\text{м} \quad (3.3)$$

Потрібний виліт стріли:

$$L = 15,7\text{ м}. \quad (3.4)$$

Для подачі та укладання бетону ростверків підібрано баштовий кран КТА-25



Рис. 3.1. Кран КТА-25

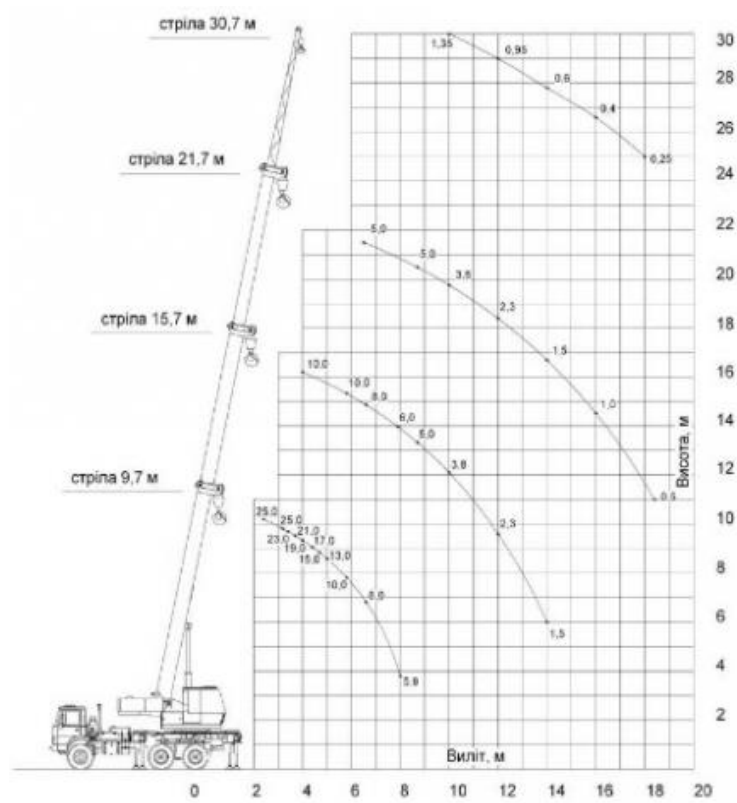


Рис. 3.2. Технічні характеристики крану




Приймаємо бетоновоз на базі шасі КамАЗ-53229-1033-15 з корисним об'ємом 6 кубічних метрів при густині бетону 2т/м^3 .

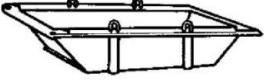
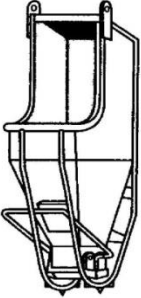


Рис. 3.3. Бетоновоз

Для переміщення бетонної суміші від бетоновозу до місця монтажу палі використовується бадья.

Таблиця 3.1 Необхідні такелажні та вантажопідйомні пристрої.

Назва	Ескіз	Вантажопідйомність, т	Маса, кг	Розрах. висота, м	К-сть.
1	2	3	4	5	6
Строп канатний 2СК		5	44	2,6-5	1
Строп канатний 4СК		5	78	2,2	1
Піддон для піноблоків (770×1030 мм)		0,9	30	2,6	2

Піддон для розчину (0,3 м ³)		1	60	0,5	5
Бункер для бетону (1 м ³)		2,5	490	3,612	5

3.1.3. Вимоги до якості і приймання робіт

Приймання змонтованих конструкцій виконується з виконанням операційного контролю якості в наступній послідовності:

- проміжне прийняття прихованих робіт (фундаменти та спирання металевих конструкцій) здійснюється до початку монтажу, перевіряється відповідність опорних поверхонь, а також анкерних болтів їх проектним розмірам і положенням з врахуванням проектних відхилень.
- приймання змонтованих конструкції всієї споруди виконується після остаточного закріплення згідно проекту.
- остаточне приймання змонтованих конструкцій виконується при здачі об'єкта в експлуатацію.

3.1.4. Матеріально-технічні ресурси

Таблиця 3.2. Матеріально-технічні ресурси

Найменування	Марка, техн. характеристика, ГОСТ	Кількість	Призначення
1. Монтажний кран	КТА-25.	1	Розвантажувально-монтажні операції

2. Бетоновоз	КамАЗ-53229-1033-15	3	Доставка бетону
3. Кайстра		1	Переміщення бетонної суміші
4. Пристрій для строповки колон	Минстрой УССР	1	Захват і підйом колон
5. Автотягач МАЗ-200В	Минстрой Q=11.5т	1	Доставка крнструкцій
6. Драбина з площадкою	ВНИПИ ГОСТ 7934-80	1	
7. Висок	ГОСТ 7934-80	1	Перевірка вертикальності
8. Рулетка металева	ГОСТ 7502-88	2	Вимірювання елементів та розбивочних осей
9. Пенал для електродів	ЦНИИП 3.294.71.000	2	Транспортування електродів
10. Електродотримач	ГОСТ 14651-87	2	Монтажні зварювання
11. Зварювальний трансформатор	СТР-24	1	Зварювання
12. Щиток зварювальника	ГОСТ 1381-77	1	Зварювання
13. Молоток слюсарний	ГОСТ 22310-77	3	Очищення після зварювання
14. Щітка сталева	МРТО	2	Очищення поверхонь

15. Лопата сталева для розчину	ГОСТ 3620-76	2	Подача розчину
16. Кельня	ГОСТ 9533-81	2	Вирівнювання
17. Відро ємн. 10л		3	
18. Контейнер для інструментів та пристроїв		1	Зберігання приладів та інструментів
19. Кутник перевірочний	ГОСТ 1799-87	2	Перевірка кутів
20. Каски захисні	ГОСТ 124087-84	10	Індивідуальний захист працюючих

3.2. Виконання основних видів робіт

При виконанні будівельно-монтажних робіт необхідно керуватися робочою документацією, проектом виробництва робіт, відповідними главами СНиП частини III «Правила виробництва і приймання робіт». Основною формою організації праці робочих повинна бути бригадна форма. Бригади формувати спеціалізовані.

Вимоги техніки безпеки при виконанні основних видів робіт

Загальні вимоги

При виконанні монтажних робіт виникає необхідність у виконанні не тільки монтажних а багатьох інших процесів і операцій (розвантажувальні, електрогазозварювальні, антикорозійні, бетонувальні), а також і робіт пов'язаних з улаштуванням й експлуатацією риштування, драбин та інших пристосувань для виконання робіт на висоті, випробування змонтованих конструкцій та ін. Для реалізації їх застосовують машини, обладнання, технологічне оснащення, різні пристрої та застосування.

Отже в процесі виконання монтажних робіт необхідно враховувати як загальні так і спеціальні правила техніки безпеки в залежності від виду виконуваних процесів і застосовуваних машин та обладнання.

До виконання монтажних робіт можуть бути допущені робітники, що пройшли спеціальний медичний огляд, навчання технології монтажних робіт і правила техніки безпеки при їх виконанні та здали іспити.

Робітники, які вперше поступили на роботу можуть бути допущені до неї тільки після проходження ними вхідного інструктажу по ТБ безпосередньо на робочому місці.

Територія будівельно-монтажної площадки для попередження доступу сторонніх людей повинна бути огорожена парканом висотою не менше 2-х м. Паркан, розміщений на близькій відстані (8-10 м) від будівлі будують з захисним козирком. До будівельно-монтажної площадки забезпечується вільний під'їзд. По всій території площадки вивішуються показники проходів і проїздів. Всі під'їзди до площадки, дороги й території площадки в нічний час повинні бути освітлені.

При нанесенні антикорозійних покриттів металізаторами необхідно всі прилади й обладнання, що знаходяться під напругою заземлити; проводи під струмом, що підходять до електрометалізатора - ізолювати; відремонтувати всі пошкоджені прилади і апарати що знаходяться під напругою. Нанесення покриття виконувати тільки після вимкнення напруги на головному щитку.

Виконання монтажних робіт на висоті у відкритих місцях забороняється при силі вітру 6 балів та більше (швидкість вітру 9,9-12,4 м/с), а також при ожеледі, сильному снігопаді зливі та грому.

Ізоляційні роботи

При виконанні ізоляційних робіт (гідроізоляційних, антикорозійних) із застосуванням вогнебезпечних матеріалів, а також таких, що виділяють шкідливі речовини слід забезпечити захист робітників від впливу шкідливих речовин, а також від термічних і хімічних опіків.

При виконанні антикорозійних робіт крім вимоги цієї глави слід виконувати вимоги ГОСТ 12.3.016-79.

Бітумну мастику слід доставляти до робочих місць, як правило, по бітумопроводу або за допомогою вантажопідйомних машин. При необхідності пересування гарячого бітуму на робочих місцях вручну слід застосовувати металічні бачки, що мають форму урізаного конуса, що направлені широкою частиною донизу, з кришками які щільно закриваються і запірними пристроями.

Не допускається використовувати в роботі бітумні мастики температурою вище 180°C.

При виконанні робіт із застосуванням гарячого бітуму декількома робочими ланками відстань між ними повинна бути не менше 10 м.

При приготуванні ґрунтовки, що складається з розчинника і бітуму, слід розплавлений бітум вливати в розчинник.

Не допускається вливати розчинник в розплавлений бітум.

Покрівельні роботи

Допуск робітників до виконання покрівельних робіт дозволяється після огляду прорабом або майстром разом з бригадиром справності несучих конструкцій даху і огорожень.

При виконанні робіт на даху з ухилом більше 20° робітники повинні застосовувати запобіжні пояси, місця закріплення запобіжних поясів повинні бути вказані майстром або виконробом.

Для проходу робітників, що виконують роботи на даху з покриттям, не розрахованим на навантаження від ваги працюючих необхідно встановлювати трапи шириною не менше 0,3 м з поперечними планками для упора ніг. Трапи на час роботи повинні бути закріплені.

Розташовувати на даху матеріали допускається тільки у місцях, передбачених проектом виконання робіт, зі вжиттям заходів проти їх падіння, в тому числі від дії вітру.

Під час перерви в роботі технологічні пристрої, інструмент і матеріали повинні бути закріплені або зняті з даху.

Не допускається виконання покрівельних робіт під час ожеледиці, туману, що виключає видимість в межах фронту робіт, грози і вітру швидкістю 15 м/с і більше.

Оздоблювальні роботи

При виконанні штукатурних робіт з застосуванням розчинонасосних установок необхідно забезпечити двосторонній зв'язок оператора з машиністом установки.

Для просушування приміщень будівель і споруд що будуються при неможливості застосування систем опалення необхідно застосовувати повітрянагрівачі (електричні або такі що працюють на рідкому паливі). При їх встановленні необхідно дотримуватися вимогам Правил пожежної безпеки при виконанні будівельно-монтажних робіт.

Забороняється обігрівати і сушити приміщення жаровнями і іншими пристроями, що виділяють в приміщення продукти згоряння палива.

Малярні складові слід готувати, як правило, централізовано. При їх приготуванні на будівельному майданчику необхідно використовувати для цієї мети приміщення, обладнані вентиляцією, що не допускає перевищення гранично допустимої концентрації шкідливих речовин у повітрі робочої зони. Приміщення повинні бути забезпечені безпечними миючими засобами і теплою водою.

Не допускається готувати малярні суміші, порушуючи вимоги інструкції заводу-виробника фарби, а також застосовувати розчинники, на яких немає сертифіката з вказаними характерними шкідливими речовинами.

При виконанні малярних робіт із застосуванням складів, що містять шкідливі речовини, необхідно дотримуватися санітарних правил при фарбувальних роботах із застосуванням ручних розпилювачів.

Місця, над якими виконуються засклення, необхідно огороджувати.

До початку засклення необхідно візуально перевірити міцність і справність віконних парпетів.

Підйом і переноску скла до місця його встановлення необхідно виконувати із застосуванням відповідних безпечних пристроїв або в спеціальній тарі.

Кам'яні роботи

Всі роботи виконувати в відповідності з вимогами СНиП III-ЕЗ.4-72 «Кам'яні конструкції».

Будівництво виконувати з використанням сучасних методів організації кам'яної кладки, які ґрунтуються на наступних положеннях:

- доставка цегли і розчину на робоче місце муляра повинна бути механізована:

- зведення конструкцій виконувати поточним методом з розбивкою будівлі на захватки, ділянки, яруси і з застосуванням інвентарних риштувань.

Працю в бригаді організувати у відповідності з типовими технологічними картами і картами трудових процесів, розроблених проектом виробництва робіт.

Спеціальні будівельні роботи

Електромонтажні і інші спеціальні роботи здійснювати методом загальних правил організації і виконання робіт.

3.3. Підрахунок об'єму робіт та калькуляції

Об'єм робіт пораховані згідно креслень.

Таблиця 3.2. Об'єм робіт

№ п/п	Назва робіт	Одиниці виміру	Формула розрахунку	Обсяг робіт
А. Підземна частина				
1	Планування будівельного майданчика під забудову бульдозером (Д-271-А)	1000 м ²	$S = a \cdot b$	0,75
2	Розроблення ґрунту у відвал екскаваторами	100 м ³	$V_k = S_{cep} \cdot h$	3,375
3	Розробка ґрунту вручну в котлованах глибиною до 4 м група ґрунтів 3	м ³	$0,05 \cdot V$	0,17
4	Буріння свердловин	м	Згідно креслень	1990
5	Установка арматурних каркасів	каркас	Згідно креслень	199
6	Вкладання бетонної суміші паль	м ³	$V = d \cdot h$	1000
7	Монтаж опалубки ростверків	м ²	$S = a \cdot b$	277
8	Демонтаж опалубки ростверків	м ²	$S = a \cdot b$	277
9	Установка арматури ростверку	т	Згідно креслень	8,73
10	Вкладання бетонної суміші	м ³	$V = S \cdot h$	277
11	Улаштування основи під плиту	100 м ²	$L_f \cdot h_0(0.6)$	5,89

	підвального поверху			
12	Улаштування горизонтальної гідроізоляції	100 м^2	$S = L \cdot b$	5,89
13	Установка арматури колон	т	Згідно креслень	2,88
14	Монтаж опалубки колон	м^2	$S = a \cdot b$	252
15	Демонтаж опалубки колон	м^2	$S = a \cdot b$	252
16	Вкладання бетонної суміші колон	м^3	$V = S \cdot h$	25,2
17	Установка арматури стін та ліфтових шахт	т	Згідно креслень	2,36
18	Монтаж опалубки стін та ліфтових шахт	м^2	$S = a \cdot b$	275
19	Демонтаж опалубки стін та ліфтових шахт	м^2	$S = a \cdot b$	275
20	Вкладання бетонної суміші колон	м^3	$V = S \cdot h$	27,6
21	Монтаж опалубки плити перекриття	м^2	$S = a \cdot b$	589
22	Демонтаж опалубки плити перекриття	м^2	$S = a \cdot b$	589
23	Установка арматури плити перекриття	т	Згідно креслень	22,88
24	Вкладання бетонної суміші	м^3	$V = S \cdot h$	117,8
25	Улаштування стін з бетонних блоків	м^3	$V_{\text{стін}} - V_{\text{отв}}$	126

26	Фарбувальна гідроізоляція	100 м ²	$S = L \cdot b$	5,48
27	Засипка котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м	100 м ³	$V_{зас} = (S_k - S_{б\gamma\delta}) \cdot h$	0,89
Б. Надземна частина				
Колони				
28	Установка арматури	т	Згідно креслень	20,74
29	Монтаж опалубки	м ²	$S = a \cdot b$	1814,4
30	Демонтаж опалубки	м ²	$S = a \cdot b$	1814,4
31	Вкладання бетонної суміші	м ³	$V = S \cdot h$	181,44
Стіни і перегородки				
32	Улаштування стін з бетонних блоків	м ³	$V_{стін} - V_{отв}$	403,2
Перекриття				
33	Улаштування опалубки	1 м ²	$S = a \cdot b$	2473,8
34	Демонтаж опалубки	1 м ²	$S = a \cdot b$	2473,8
35	Арматурні роботи	т.	Згідно креслень	296,86
36	Бетонні роботи	100 м ³	$V = S \cdot h$	494,76
Перемички				
37	Укладання залізобетонних перемичок	шт.	N	9

Сходи				
38	Установка арматури	т	Згідно креслень	9,76
39	Монтаж опалубки	m^2	$S = a \cdot b$	947,83
40	Демонтаж опалубки	m^2	$S = a \cdot b$	947,83
41	Вкладання бетонної суміші	m^3	$V = S \cdot h$	138,8
Покрівля				
42	Монтаж ферм покриття	т	Згідно креслень	7,79
43	Улаштування пароізоляції	$100 m^2$	$S = a \cdot b$	4,83
44	Утеплення мінеральною ватою товщиною 127 мм.	$100m^2$	$S = a \cdot b$	4,83
45	Влаштування настилу з ОСБ плит	$100 m^2$	$S = a \cdot b$	4,83
46	Покриття дерев'яних поверхонь покрівельною сталлю	$100 m^2$	$S = a \cdot b$	4,83
Підлога				
47	Улаштування цементних стяжок	$100 m^2$	$S = a \cdot b$	24,74
48	Улаштування підлог житлових приміщень з паркету на клею	m^2	$S = a \cdot b$	989,52
49	Улаштування плінтусів дерев'яних	100м	N	1,23

50	Улаштування покриття на цементному розчині з плиток керамічних багатоколірних	m^2	$S = a \cdot b$	1484,28
Вікна				
51	Установлення віконних блоків зі спареними рамами у кам'яних стінах житлових будівель при площі прорізу до 2 м ²	100 м ²	$S = a \cdot b$	0,11
52	Установлення дерев'яних підвіконних дощок у кам'яних стінах, висота прорізу до 2 м	м	$S = a \cdot b$	6,5
53	Скління вітринним склом	100 м ²	N	8,03
Двері				
54	Встановлення дверних коробок в кам'яних стінах	m^2	$S = a \cdot b$	59
Внутрішнє опорядження				
55	Поліпшене штукатурення вапняним розчином по каменю стін	m^2	$S_{стін} - S_{отв}$	16,93
56	Поліпшене штукатурення вапняним розчином по бетону стель	m^2	$S = a \cdot b$	24,74
57	Поліпшене штукатурення вапняним розчином по маршах і площадок	m^2	$S = a \cdot b$	9,48
58	Клеєне фарбування внутрішніх	m^2	$S_{стін} + S_{стель}$	41,67

	стін і стель			
59	Облицювання стін керамічною плиткою у санвузлах та кухнях на висоту 2 м	m^2	$S = a \cdot h$	351,78
60	Покриття лаком рам вікон та дверей	m^2	$S_{вікон} + S_{дверей}$	0,85
Зовнішнє оздоблення				
61	Високоякісне штукатурення цементно-вапняним розчином по каменю стін гладких	m^2	$S_{стін} - S_{отв}$	0,51

3.4. Проектування будгенплану

3.4.1. Розрахунок площі складів

Перш ніж визначити необхідну площу складу для зберігання тих чи інших конструкцій, а саме збірних залізобетонних елементів, треба визначити кількість матеріалу для зберігання.

Кількість матеріалу для зберігання P визначається за формулою:

$$P_{ЗАП} = \frac{Q}{T} \cdot L \cdot K \cdot H, \quad (3.5)$$

де: Q – загальна потреба матеріалу;

T – період витрати матеріалу, днів;

L – коефіцієнт нерівномірного постачання матеріалу, $L = 1,1$;

K – коефіцієнт нерівномірного використання матеріалу, $K = 1,3$;

H – норма запасу часу, днів.

Тоді, розрахункова площа складування матеріалу буде виражатися формулою:

$$S_P = \frac{P}{R_{СК} \cdot \beta}, \quad (3.6)$$

де $R_{СК}$ – норма складування матеріалу на 1 м^2 корисної площі;

β – коефіцієнт використання складу.

Відповідно до знайденої розрахункової площі підбираємо інвентарний тип складу, його розміри і прийняту площу. Тип складів приймаємо закритий ($\beta = 0,7$).

Результати розрахунків зводимо у табл. 3.5.

Таблиця 3.5. Відомість розрахунку площі складських приміщень

Назва матеріалів	Загальна потреба		Період витрати м-лу $T, \text{дні}$	Норма часу $H, \text{дні}$	К-сть м-лу $P_{\text{зап}}$	Норма складування $R_{\text{ск}}$	Розр. площа	Спосіб збер-ня	Розміри, інвентарний тип складу
	Од. вим	Q					Прийнята площа $S, \text{м}^2$		
Опалубка	м^2	1365,7	147	10	132,8	25	7,6 8	штабель	3x6 критий
Вапняна штукатурка	м^3	15,35	20	10	8,4	1,8	4,67 5	штабель	
Цементно-вапняна штукатурка	м^3	41,9	20	10	5	1,8	2,78 5	штабель	
Пінобетонні блоки	м^3	403	124	7	32,5	0,7	116,1 119	штабель	7x17 5x19 відкритий
Арматура	т	440,24	185	12	40,8	1,1	92,7 95	штабель	
Керамічна плитка	уп.	1107	45	10	283	100	2,83 3	штабель	6,5x6 критий
Полотна дверні	м^2	5900	12	10	654,8	10	65,5 66	штабель	7x16 критий
Палітурки віконні	м^2	507	12	10	340,2	15	22,7 23	штабель	
Паркетна дошка	м^2	989	93	10	152	10	21,7 23	штабель	

Оскільки будівництво ведеться потоковим методом, є можливість використовувати лише найбільші склади для зберігання всіх необхідних матеріалів та конструкцій.

3.4.2. Розрахунок площі адміністративно-побутових приміщень

Для обслуговування працівників на будівельному майданчику рекомендуються такі основні тимчасові приміщення:

- гардеробна;
- сушарка;
- буфет;

- приміщення для обігріву;
- вбиральні;
- душові.

Площі адміністративно-побутових приміщень залежать від кількості робітників, які перебувають на майданчику у найбільш завантажену зміну. Кількість робітників береться з графіку руху робочої сили. Кількість інженерно-технічних робітників (ІТР) приймається 8-10% від числа робітників у найбільш завантажену зміну, а молодшого обслуговуючого персоналу (МОП) – відповідно 6%. Додатково необхідно передбачити і розрахувати приміщення для охорони – 1% від кількості робітників у найбільш завантажену зміну.

Загальна формула для розрахунку площі тимчасових адміністративно-побутових приміщень $S_{заг}$ має такий вигляд:

$$S_{заг} = n \cdot P_{заг}, \quad (3.7)$$

де n – нормативний показник площі на одного робітника, $м^2$;

$P_{заг}$ – загальна кількість працівників.

Максимальна кількість робітників, які працюють на об'єкті в одну зміну становить:

$$N_{max} = 13 \text{ чол.} \quad (3.8)$$

Результати розрахунків зводимо у табл. 3.6.

Таблиця 3.6. Відомість розрахунку площі адміністративно-побутових приміщень

Назва приміщення	Розрахункова кількість працюючих $P_{заг}$, чол.	Нормативний показник площі N , $м^2/люд$	Загальна площа $S_{заг}$, $м^2$	Прийнята площа, $м^2$	Розмір у плані або інвентарний тип споруди
Гардеробна	26	0,60	15,6	16	4X4
Сушарка	10	0,20	2	2	1X2
Їдальня	13	1,00	13	15	3X5
Прим. для обігр.	13	0,10	1,3	2	2X1

Туалети	13	0,014	0,182	1	1X1
Душові	13	0,82	10,66	12	4X3
Контори ІТР	2	4,00	8	8	4X2
Контори МОП	1	4,00	4	4	2X2
Охорона	1	4,00	4	4	2X2

Сумарна площа $S_{сум}$ всіх адміністративно-побутових приміщень:

$$S_{сум} = \sum S_{з\text{аг}} = 53 \text{ м}^2 \quad (3.9)$$

3.4.3. Розрахунок електропостачання будівельного майданчика

Потребу в електроенергії будівництва визначають на основі діючих норм електроспоживання та даних споживачів електричної потужності. Послідовність розрахунку включає:

- визначення споживачів електричної енергії;
- вибір джерел отримання електричної енергії і розрахунок їхньої потужності;
- складання робочої схеми електропостачання на будівельний майданчик.

3.4.4. Розрахунок електричних навантажень

Розрахунок електричних навантажень виконується на основі даних періоду найбільших витрат електроенергії, яка визначається за календарним графіком будівництва. Розрахунок виконується окремо для виробничих потреб, внутрішнього освітлення і для зовнішнього освітлення.

Розрахунок електричних навантажень (потужності) P виконується по формулі:

$$P = \frac{P_i \cdot K}{\cos \varphi} \cdot n, \quad (3.10)$$

де P_i – норма потреби, кВт;

K – коефіцієнт попиту;

$\cos \varphi$ – коефіцієнт потужності;

n – кількість вибраних приладів.

Результати розрахунків зводимо у табл. 3.7.

Таблиця 3.7. Відомість розрахунку електричних навантажень

Споживач	Одиниця виміру	Кількість n	Норма потреби P_i , кВт	Коефіцієнт попиту K	Коефіцієнт потужності $\cos\varphi$	Потужність P , кВт	Примітки
Виробничі потреби							
Тельфер	шт.	1	5,0	0,75	0,75	5	вантажопідйомність 5 т.
Кран	шт.	1	22	0,75	0,75	22	БК-403
Компресор	шт.	2	7	0,75	0,75	14	
Зварювальний трансформатор	шт.	3	30,6	0,75	0,75	91,8	СТШ-250
Бетономішалка	шт.	2	2,0	0,65	0,75	3,5	об'єм 170 л
Разом:						136,3	
Внутрішнє освітлення							
АП приміщення	м ²	184	0,015	0,8	1	2,21	сума площ всіх АПП
Склади	м ²	1530	0,003	0,8	1	3,672	сума площ всіх складів
Разом:						5,892	
Зовнішнє освітлення							
Зона виконання робіт	м ²	4644	0,0008	1	1	3,72	площа об'єкту
Охоронне освітлення	м ²	6358	0,00015	1	1	0,95	прожектори з лампами розжарювання
Разом:						4,67	

3.4.5. Розрахунок загальної потужності електроспоживання

Для того, щоб підібрати необхідну трансформаторну підстанцію виконується розрахунок загальної потужності електроспоживання $P_{заг}$ за допомогою формули:

$$P_{заг} = \sum P \cdot \alpha = (4,67 + 5,892 + 136,3) \cdot 1,1 = 161,55 \text{ кВт}, \quad (3.11)$$

де $\sum P$ – сумарна потужність всіх приладів, кВт;

α – коефіцієнт нерівномірності постачання електроенергії, $\alpha \approx 1,1$.

Відповідно до отриманого значення $P_{заг}$ обираємо трансформатор типу *КТПМ-180*, потужністю 180 кВт і гранично-мінімальною напругою: вищою 6000 В і нижчою 0,4-0,23 В.

3.4.6. Розрахунок тимчасової мережі водопостачання

Розрахунок водопостачання будівельного майданчика включає в себе:

- визначення витрат води;
- вибір джерел водопостачання;
- проектування (при необхідності) водозабірних і очисних споруд;
- складання робочої схеми водопостачання на будівельний майданчик.

Основними споживачами води на будівельному майданчику є:

- будівельні машини;
- механізми і устаткування;
- технологічні процеси;
- побутові потреби.

Потреба в воді визначається по трьох групах споживачів: виробничі потреби, господарсько-питні потреби і витрата на пожежогасіння.

Секундна загальна витрата води $Q_{заг}$ визначається по формулі:

$$Q_{заг} = Q_{вир} + Q_{г-п} + Q_{пож}, \quad (3.12)$$

де $Q_{вир}$ – секундна витрата води на виробничі потреби, л/с;

$Q_{г-п}$ – секундна витрата води на господарсько-питні потреби, л/с;

$Q_{пож}$ – секундна витрата води на пожежогасіння, л/с.

3.4.7. Розрахунок секундної витрати води на виробничі потреби

Секундна витрата води на виробничі потреби $Q_{ВИР}$ визначається по формулі:

$$Q_{ВИР} = K_1 \frac{q_1 \cdot n_1 \cdot K'_j}{t_1 \cdot 3600}, \quad (3.13)$$

де q_1 – питома витрата води на виробничі потреби, л/добу;

n_1 – кількість виробничих споживачів у найбільш завантажену зміну;

K_1 – коефіцієнт, що враховує невраховані витрати води, $K_1 = 1,2$;

K'_j – коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води, $K'_j = 1,5$;

t_1 – тривалість зміни, $t_1 = 8 \text{ год}$.

Розрахунок проводиться для такого виробничого процесу, як миття автомашин. Їхня кількість – $n_1 = 3 \text{ шт}$. Отже, результат розрахунку:

$$Q_{ВИР} = 1,2 \cdot \frac{500 \cdot 3 \cdot 1,5}{8 \cdot 3600} = 0,1 \text{ л/с}. \quad (3.14)$$

3.4.8. Розрахунок секундної витрати води на господарсько-питні потреби

Секундна витрата води на господарсько-питні потреби $Q_{Г-П}$ визначається по формулі:

$$Q_{Г-П} = Q_{ПИТ} + Q_{ДУШ}, \quad (3.15)$$

де $Q_{ПИТ}$ – секундна витрата води на власне питні потреби, л/с;

$Q_{ДУШ}$ – секундна витрата води на потреби приймання душу, л/с.

Секундна витрата води на питні потреби $Q_{ПИТ}$ визначається по формулі:

$$Q_{ПИТ} = \frac{q_2 \cdot n_2 \cdot K_2}{t_1 \cdot 3600}, \quad (3.16)$$

де q_2 – питома витрата води на питні потреби, $q_2 = 25 \text{ л/добу}$;

n_2 – кількість працюючих у найбільш завантажену зміну, $n_2 = 37 \text{ чол.}$;

K_2 – коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води, $K_2 = 1,5$;

t_1 – тривалість зміни, $t_1 = 8 \text{ год}$.

Секундна витрата води на душові потреби $Q_{ДУШ}$ визначається по формулі:

$$Q_{ДУШ} = \frac{q'_2 \cdot n'_2}{t_2 \cdot 60}, \quad (3.17)$$

де q'_2 – питома витрата води на приймання душу 1 робітником, $q_2 = 35$ л/добу ;
 n'_2 – кількість робітників, які користуються душем, $n'_2 = 40\%$ від n_2 ;
 t_2 – тривалість використання душової установки, $t_2 = 45$ хв.

Розрахунок проводиться для найбільш завантаженої зміни. Отже, результат розрахунку:

$$Q_{Г-П} = \frac{25 \cdot 37 \cdot 1,5}{8 \cdot 3600} + \frac{35 \cdot 0,4 \cdot 37}{45 \cdot 60} = 0,24 \text{ л/с.} \quad (3.18)$$

3.4.9. Розрахунок секундної витрати води на пожежогасіння

Секундну витрату води на потреби пожежогасіння $Q_{Пож}$ прийнято 0,3 л/с, як для категорії виробництва А і ступеня вогнестійкості забудови ІІ і при об'ємі забудови від 50 до 200 тис. м³.

$$Q_{Пож} = 0,3 \text{ л/с.} \quad (3.19)$$

Отже, результат розрахунку водопостачання будівельного майданчика, а саме секундної загальної потреби води:

$$Q_{3AG} = 0,1 + 0,24 + 0,3 = 0,64 \text{ л/с.} \quad (3.20)$$

3.4.10. Вибір діаметру труби тимчасового водопроводу

Діаметр труби тимчасового водопроводу $D_{ТР}$ визначається по формулі:

$$D_{ТР} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{3AG} \cdot 1000}{\pi V}}, \quad (3.21)$$

де V – швидкість руху води в трубопроводі, $V = 1,2$ л/с ;

4 і 1000 – постійні величини;

$\pi = 3,14159$.

$$D_{ТР} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,64 \cdot 1000}{3,14159 \cdot 1,2}} = 26,1 \text{ мм.} \quad (3.22)$$

Приймаємо діаметр труби згідно ГОСТ з умовним проходом 25,0 мм і зовнішнім діаметром 33,5 мм. Товщина стінки 2,8мм.

4. Розрахунок і конструювання колони

4.1. Установка розрахункової схеми і розрахункової довжини колони.

Визначимо висоту колони

$$l_r = H_B - t_H - h_{\sigma.н.} - h_{\sigma.б.} - \Delta - H_{\phi} = \\ = 10.2 - 0.009 - 1.20 - 0.18 - 0.02 + 0.6 = 9.40 \text{ м}$$

Приймаємо розрахункову схему колони як центрально-стиснутий стрижень шарнірно закріплений з двох кінців у двох головних площинах (див. Рис. 14) Поздовжня стискаюча сила:

$$N = 2 \cdot Q_{\max} = 2 \cdot 964.8 = 1929.6 \text{ кН}$$

Колону приймаємо суцільною двотаврового перетину.

4.2. Підбір січення колони

Підбір перерізу колони виконуємо з умови забезпеченості стійкості, тому що для даної розрахункової схеми спочатку відбувається втрата стійкості, потім міцності.

Згідно з пп. 5.3. [2] розрахунок на стійкість суцільноностинчатих елементів, підданих центральному стиску силою N , слід виконувати за формулою:

$$\frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y \gamma_c, \text{ де}$$

$0 < \varphi < 1$ - коефіцієнт поздовжнього вигину для елементів із сталі в залежності від розрахункового опору і від гнучкості λ .

Розрахункову довжину колони по п. 6.8. визначимо по формулі:

$$l_{ef} = \mu \cdot l = 1 \cdot 940.0 = 940.0 \text{ см}, \text{ де } \mu = 1 \text{ для заданої схеми закріплення і виду навантаження.}$$

Знайдемо оптимальну гнучкість:

$$\lambda_{opt} = \left(\frac{0.03125 \cdot l_{ef} + 57.5}{\sqrt{N}} - \frac{5.6}{\sqrt{0.01 \cdot l_{ef}}} + 0.073 \cdot R_y + 1.06 \right) \cdot \sqrt{\frac{2.06 \cdot 10^4}{R_y}} =$$

$$= \left(\frac{0.03125 \cdot 940.0 + 57.5}{\sqrt{1929.6}} - \frac{5.6}{\sqrt{0.01 \cdot 940.0}} + 0.073 \cdot 23 + 1.06 \right) \cdot \sqrt{\frac{2.06 \cdot 10^4}{23}} = 101.75$$

Тоді по Таблиці 72 Додатку 6 [2] коефіцієнт поздовжнього вигину для елементів із сталі з розрахунковим опором $R_y=230\text{МПа}$ і $\lambda = 101.75$ дорівнює $\varphi = 0.745$.

З умови стійкості необхідна площа перерізу:

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1929.6}{0.745 \cdot 23 \cdot 1} = 112.61 \text{ см}^2$$

Необхідний радіус інерції:

$$i_{mp} = \frac{l_{ef}}{\lambda} = \frac{940.0}{101.75} = 9.4 \text{ см}$$

Втрата стійкості відбудеться швидше відносно осі y , так як відносно осі y момент інерції менше.

Визначимо необхідні ширину і висоту полиці:

$$h \approx b_{mp} = \frac{i_{ymp}}{\alpha_2} = \frac{9.40}{0.16} = 58.75 \text{ см}$$

Приймаємо стінку з листа $h=b=600\text{мм}$

Товщини стінки і полицки знайдемо з умови місцевої стійкості елементів.

Товщину стінки знайдемо виходячи з граничного відносини розрахункової висоти стінки до її товщини за пп. 7.14 [2].

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \bar{\lambda}_{uw} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \text{ де}$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 101.75 \cdot \sqrt{\frac{23}{2.06 \cdot 10^4}} = 3.4 - \text{умовна гнучкість колони}$$

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1.2 + 0.35 \cdot \bar{\lambda} = 1.2 + 0.35 \cdot 3.4 = 2.09, \text{ але не більше } 2.3$$

$$\bar{\lambda}_{uw} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 2.09 \cdot \sqrt{\frac{2.06 \cdot 10^4}{23}} = 62.54$$

$$\frac{h_w}{61.25} = \frac{60}{62.54} = 0.96 \text{ см}$$

Назначимо $t_w = 10 \text{ мм}$

Товщину полицки знайдемо виходячи з граничного відношення зв'язу полицки до її товщини за пп. 7.22. [2].

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0.36 + 0.1 \cdot \bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

$$(0.36 + 0.1 \cdot \bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0.36 + 0.1 \cdot 3.4) \cdot \sqrt{\frac{2.06 \cdot 10^4}{23}} = 20.94$$

$$b_{ef} = \frac{b - t_w}{2} = \frac{60 - 1.0}{2} = 29.5 \text{ см}$$

$$\frac{b_{ef}}{20.94} = \frac{29.5}{20.94} = 1.4 \text{ см}$$

Назначимо $t_f = 14 \text{ мм}$.

Призначимо висоту стінки колони так, щоб висота перерізу $h \approx b = 60 \text{ см}$,

$$h_w = 60 - 1.4 \cdot 2 = 57.2 \text{ см}$$

Приймаємо стінку з широкополосної сталі 600x10мм, а поясу із 600x14мм по ГОСТ 82-70.

Фактична площа перерізу:

$$A = 2 \cdot b_f \cdot t_f + t_w \cdot h_w = 2 \cdot 60 \cdot 1.4 + 1.0 \cdot 60 = 228 \text{ см}^2 > A_{mp} = 97.48 \text{ см}^2$$

Момент інерції щодо осі у

$$J_y = 2 \cdot \frac{b_f^3 \cdot t_f}{12} + \frac{h_w \cdot t_w^3}{12} = 2 \cdot \frac{60^3 \cdot 1.4}{12} + \frac{60 \cdot 1.0^3}{12} = 50405 \text{ см}^4$$

Радіус інерції щодо осі у

$$i_y = \sqrt{\frac{J}{A}} = \sqrt{\frac{50405}{228}} = 14.86 \text{ см}$$

Тоді гнучкість колони буде:

$$\lambda_y = \frac{940.0}{14.86} = 65.01 < \lambda_{omn} = 101.75;$$

Відповідно коефіцієнт поздовжнього вигину $\varphi = 0.824$.

Перевіримо умову стійкості колони:

$$\frac{N}{\varphi \cdot A} = \frac{1929.6}{0.775 \cdot 228} = 10.92 \leq 23 \cdot 1$$

$$\text{Недонапряга становить } \Delta = \frac{R_y \cdot \gamma_c - \sigma_{\max}}{\sigma_{\max}} \cdot 100\% = \frac{23 - 10.92}{23} \cdot 100\% = 51.24\% > 5\%$$

Приймаємо стінку з широкополосної сталі 280x10мм, а пояса з 380x14мм по ГОСТ 82-70.

$$\text{Фактична площа перерізу: } A = 2 \cdot 38 \cdot 1.4 + 1.0 \cdot 28 = 134.4 \text{ см}^2$$

Момент інерції відносно осі y :

$$J_y = 2 \cdot \frac{38^3 \cdot 1.4}{12} + \frac{28 \cdot 1.0^3}{12} = 12805.76 \text{ см}^4$$

Момент інерції відносно осі x :

$$\begin{aligned} J_x &= \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + A_f \cdot \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2 \right) = \\ &= \frac{1.0 \cdot 28^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{38 \cdot 1.4^3}{12} + 38 \cdot 1.4 \cdot \left(\frac{28 + 1.0}{2} \right)^2 \right) = \\ &= 41578.5 \text{ см}^4 \\ \Rightarrow J_y &< J_x \end{aligned}$$

$$\text{Радіус інерції щодо осі } y \ i_y = \sqrt{\frac{12805.76}{134.4}} = 9.76 \text{ см}$$

$$\text{Гнучкість колони буде: } \lambda_y = \frac{966.1}{9.76} = 98.98 < \lambda_{omn} = 101.75$$

Коефіцієнт поздовжнього вигину $\varphi = 0.767$

$$\text{Умовна гнучкість колони } \bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 98.98 \cdot \sqrt{\frac{23}{2.06 \cdot 10^4}} = 3.3$$

Умова загальної стійкості колони

$$\frac{N}{\varphi \cdot A} = \frac{1929.6}{0.767 \cdot 134.4} = 18.71 \leq 23 \text{ виконується}$$

$$\text{Недонапряга становить } \Delta = \frac{23 - 18.71}{23} \cdot 100\% = 27.4\%$$

4.2. Розрахунок і конструювання оголовка колони

Для сприйняття навантаження і передачі її на колону приймаємо оголовок, що складається з стругані опорної плити товщиною $t_{pl} = 25 \text{ мм}$ розмірами в плані 450×300мм по ГОСТ 82-70 і системи підкріплюючих її ребер зі сталі С235 ($R_p = R_u = 35 \text{ кН/см}^2$ при $20 < t = 25 < 40 \text{ мм}$). Пливу приварюємо до фрезерованого торця стержня колони кутувими швами з катетом $k_f = k_{f \min} = 7 \text{ мм}$ (по Таблиці 38[2]).

Вертикальна сила $N = 1929.6 \text{ кН}$ передається через стругані торці опорних ребер балок, через опорну плиту на ребра колони і далі через зварні шви рівномірно розподіляється на стрижень колони.

Балки скріплюються з опорною плитою монтажними болтами, фіксуючими проектне положення балок.

Ширину опорних ребер b_r приймаємо так, щоб їх сумарна ширина була не менше $b_h / 2 + t_{pl} - t_w / 2 = 300 / 2 + 25 - 10 / 2 = 170 \text{ мм}$, де $t_w = 10 \text{ мм}$ – товщина стінки колони. Приймаємо $b_r = 180 \text{ мм}$.

Товщину ребер оголовка визначаємо з умови спротиву на зминання опорним тиском:

$$\frac{N}{A} \leq R_p \cdot \gamma_c, \text{ де}$$

$$l_{ef} = b_h + 2t_{pl} = 300 + 2 \cdot 25 = 350 - \text{довжина поверхні що змінюється}$$

Тоді товщина ребра t_r повинна бути не менше:

$$\frac{N}{l_{ef} \cdot R_p \cdot \gamma_c} = \frac{1929.6}{35 \cdot 35} = 1.57 \text{ см}$$

Приймаємо $t_r = 1.6 \text{ см}$

$$t_r = 16 \text{ мм} > \frac{b_r}{0.5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}} = \frac{180}{0.5 \cdot \sqrt{\frac{20600}{23}}} = 10.69 \text{ мм}$$

Приймаємо ребро із смуги перетином 14x180 мм по ГОСТ 103–76.

Довжину ребер оголовка призначаємо з умови міцності зварних швів, що передають навантаження на стрижень колони.

Визначимо перетин, по якому необхідно розрахувати кутовий шов на зріз (умовний):

$$(R_w \beta \gamma_w)_{\min} = \min \left\{ \begin{array}{l} R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} = 18 \cdot 0.7 \cdot 1 = 12.6 \text{ кН} / \text{см}^2 \\ R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} = 16.2 \cdot 1 \cdot 1 = 16.2 \text{ кН} / \text{см}^2 \end{array} \right. , \text{ де}$$

Розрахунковий опір металу шва $R_{wf} = 18 \text{ кН} / \text{см}^2$.

Розрахунковий опір зварного з'єднання по металу кордону сплаву

$$R_{wz} = 16.2 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$k_{f \min} = 7 \text{ мм} = 0.7 \text{ см}$. – мінімальний катет шва кутового з'єднання при ручному зварюванні деталей конструкцій із сталі до 430 МПа при товщині більш товстого із зварюваних елементів $17 < t_r = 18 < 22 \text{ мм}$ згідно п. 12.8 б [2]. Катети кутових швів при

найменшій товщині з'єднувальних елементів $t_w=8\text{мм}$. не повинні бути більш $1.2 \cdot t_w=1.2 \cdot 8=9.6\text{ мм}$ (пп. 12.8 а[2]).

$\beta_f=0.7$ и $\beta_z=1$ коефіцієнти, що приймаються при зварюванні елементів із сталі з межею плинності до 530 МПа (5400 кгс/см^2) при ручному зварюванні по Таблиці 34[2].

$\gamma_{wf}=1$ и $\gamma_{wz}=1$ коефіцієнти умов роботи шва у всіх випадках, крім конструкцій, що зводяться в кліматичних районах І1, І2, ІІ2 і ІІ3.

Розрахунок проводимо по металу шва.

Приймаємо катет шва $k_f = 12\text{мм}$.

Визначимо висоту ребер оголовка за формулою:

$$h_r = \frac{N}{n \cdot k_f \cdot (R_w \beta \gamma_w) \cdot \gamma_c} + 1\text{см} = \frac{1929.6}{4 \cdot 1.2 \cdot 12.6 \cdot 1} + 1\text{см} = 28.7 + 1 = 30\text{см} , \text{ де}$$

$n=4$ - кількість зварних швів, що прикріплюють ребра до стрижня колони.

При цьому згідно пп.12.8.г [2] розрахункова довжина флангового шва повинна бути не більше

$$85 \cdot R_f \cdot k_f = 85 \cdot 0.7 \cdot 1.2 = 71.4\text{см}$$

Перевіримо міцність ребра на зріз:

$$\frac{N}{n_s \cdot h_r \cdot t_r} < R_s \cdot \gamma_c$$

$$\frac{N}{n_s \cdot h_r \cdot t_r} = \frac{1929.6}{2 \cdot 1.4 \cdot 18} = 36.2\text{кН/см}^2 > R_s \cdot \gamma_c = 12.5\text{кН/см}^2 , \text{ де}$$

$n_s=2$ - кількість зрізів ребра оголовка

Збільшимо товщину ребра $t_r = 25\text{мм}$ і висоту $h_r = 27\text{см}$.

$$\frac{N}{n_s \cdot h_r \cdot t_r} = \frac{1929.6}{2 \cdot 2.5 \cdot 27} = 11.4\text{кН/см}^2 < 12.5\text{кН/см}^2$$

Остаточо приймаємо ребро із смуги перетином 25x270мм по ГОСТ 103–76.

Перевіримо міцність стінки колони на зріз:

$$\frac{N}{n_s \cdot h_r \cdot t_w} = \frac{1929.6}{2 \cdot 27 \cdot 1.4} = 23.2 \text{кН} / \text{см}^2 > 13.5 \text{кН} / \text{см}^2$$

Збільшуємо товщину стінки колони в межах висоти оголовка $t_w = 22$ мм.

$$\frac{N}{n_s \cdot h_r \cdot t_w} = \frac{1670.4}{2 \cdot 27 \cdot 2.5} = 12.37 \text{кН} / \text{см}^2 < 12.5 \text{кН} / \text{см}^2$$

Приймаємо додаткову вставку зі смуги перетином 25x270мм по ГОСТ 103–76.

Для dodання жорсткості ребрах оголовка і запобігання втрати стійкості стінки колони, з ребер оголовка обрамляють горизонтальними ребрами, розміри яких приймають конструктивно.

4.3. Розрахунок і конструювання бази колони

Для сприйняття навантаження і передачі зі стрижня колони на її фундамент приймаємо базу з траверсами з листа для зменшення товщини опорної поверхні. Для фіксації проектного положення колони і закріплення її в процесі монтажу використовуємо анкерні болти. Діаметр анкерних болтів призначаємо конструктивно, приймаючи рівним 20...30 мм. Отвори або вирізи в плиті для анкерних болтів роблять в 1.5 рази більше діаметра болта,

глибину провухини – $3d_{bh}$ (d_{bh} – діаметр анкерного болта). На анкерні болти надягаємо шайби, які після натягу болта гайкою, приварюємо до плити. Опорну плиту приварюють до фрезерованого торця стержня колони.

Матеріал фундаменту - бетон класу В15, розрахунковий опір бетону

осьовому стиску $R_b = 0.85 \text{кН} / \text{см}^2$. Матеріал бази - сталь С235.

Розрахунок опорної плити.

Розміри опорної плити приймаємо виходячи з умови міцності фундаменту за формулою:

$$A_{req} = \frac{N}{\psi \cdot R_{b,loc}} = \frac{1929.6}{1 \cdot 1.02} = 1940.2 \text{ см}^2, \text{ де}$$

$N = N_{col} + G_{col} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_f = 1940.4 + 8.15 \cdot 1.05 \cdot 0.97 = 1951.2 \text{ кН}$ - розрахункове навантаження на базу

колону з урахуванням її власної ваги.

$\psi = 1$ – коефіцієнт при рівномірному розподілі напруг під опорною плитою. $R_{b,loc} = \alpha \cdot R_b \cdot \varphi_b = 1 \cdot 0.85 \cdot 1.2 = 1.02 \text{ кН/см}^2$ - розрахунковий опір бетону змінанню

$\alpha = 1$ для бетону класу не вище В25.

$\varphi_b = \sqrt[3]{A_f / A_{pl}}$ - попередньо приймаємо $\varphi_b = 1.2$.

Ширина плити повинна бути конструктивно не менше

$$B = b_f + 2 \cdot t_{mp} + 2 \cdot c = 360 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 50 = 480 \text{ мм} = 48 \text{ см}$$

Тоді довжина плити буде:

$$L = A_{req} / B = 1645.2 / 48 = 34.27 \approx 36 \text{ см}$$

$$A_{pl} = 48 \cdot 36 = 1728 \text{ см}^2 > A_{req}$$

Приймаємо базу з траверсами з листів товщиною $t_{mp} = 10 \text{ мм}$ і з урахуванням розміщення звисів призначаємо розміри плити 48×36 см по ГОСТ 82-70, розміри верхнього обріза фундаменту 80×80 см. Уточнимо розрахунковий опір бетону змінанню і перевіримо міцність бетону фундаменту за формулою:

$$\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_f}{A_{pl}}} = \sqrt[3]{\frac{80 \cdot 80}{48 \cdot 36}} = 1.23 < 2.5$$

$$R_{b,loc} = 1 \cdot 0.85 \cdot 1.23 = 1.045 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_f = \frac{N}{A_{pl}} = \frac{1929.6}{1728} = 0.98 \text{ кН/см}^2 < 1.045 \text{ кН/см}^2$$

Міцність бетону фундаменту забезпечена.

Товщину опорної плити бази визначається її роботою на вигин як пластинки, опертої на торець колони, траверси, ребра і навантаженої рівномірно розподіленим тиском бетону фундаменту σ_f .

Погонне навантаження, зібране з смуги шириною 1 см $q_f = \sigma_f \cdot 1 \text{ см} = 0.9 \text{ кН/см}$.

Визначимо погонні згинальні моменти на різних ділянках плити.

Ділянка 1 - консольна. Виліт консолі $c = 5 \text{ см}$.

$$M_1 = \frac{q_f \cdot c^2}{2} = \frac{0.97 \cdot 5^2}{2} = 12.12 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Ділянка 2 - оперта на чотири канти.

$$M_2 = \alpha \cdot q \cdot a^2 = 0.061 \cdot 0.9 \cdot 28^2 = 43.04 \text{ кН} \cdot \text{см}, \text{ где } \alpha = 0.061$$

Ділянка 3 - опертий на три канта.

Ставлення закріпленої сторони до вільної ділянку розраховується як консоль:

$$M_3 = \frac{q \cdot b^2}{2} = \frac{0.96 \cdot 13.8^2}{2} = 105.5 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Розрахунок траверси. Траверси приварюємо до колони напівавтоматичним зварюванням електродами Е42, виконаними з дроту суцільного перерізу Св-08А.

Висота траверси h_{tr} визначається довжиною кутових зварних швів, через які зусилля зі стержня колонни передається на траверси:

$$l_w = \frac{\sum l_w}{n} + 1 \text{ см} = \frac{N}{n \cdot k_f \cdot (\beta R_w \gamma_w)_{\min} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}, \text{ де}$$

$n=4$ – кількість зварних швів.

$l_w \leq 85 \cdot \beta_f \cdot k_f$ – довжина одного зварного шва.

Розрахункові опори зварного шва по металу шва і по кордону сплави:

$$R_{wf} = 18 \text{ кН} / \text{см}^2, R_{wz} = 16.2 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$k_{f \min} = 7 \text{ мм} = 0.7 \text{ см}$. – мінімальний катет шва кутового з'єднання при ручному зварюванні деталей конструкцій із сталі до 430 МПа при товщині більш товстого із зварюваних елементів $11 < t_f = 14 < 16 \text{ мм}$ з односторонніми кутовими швами згідно п. 12.8 б [2]. Катети кутового шва при найменшій товщині з'єднувальних елементів $t_n = 10 \text{ мм}$ не повинні бути більш $1.2 \cdot t_{mp} = 1.2 \cdot 10 = 12 \text{ мм}$ (п. 12.8 а [2]).

$\beta_f = 0.7$ и $\beta_z = 1$ коефіцієнти, що приймаються при зварюванні елементів із сталі з межею плинності до 530 МПа. При ручному зварюванні нижньому положенні шва і по Таблиці 34 [2].

$\gamma_{wf}=1$ и $\gamma_{wz}=1$ коефіцієнти умов роботи шва у всіх випадках, крім конструкцій, що зводяться в кліматичних районах І1, І2, ІІ2 і ІІ3.

Визначимо переріз по якому необхідно розрахувати кутовий шов на зріз:

$$(\beta R_w \gamma_w)_{\min} = \begin{cases} \beta_f R_{wf} = 0.7 \cdot 18 = 12.6 \text{кН} / \text{см}^2 \\ \beta_z R_{wz} = 1.0 \cdot 16.2 = 16.2 \text{кН} / \text{см}^2 \end{cases}$$

Отже, необхідно розрахувати зварний шов на умовний зріз по металу шва. Тоді довжина одного кутового шва дорівнюватиме (при $k_f = 12 \text{ мм} = 1.2 \text{ см}$):

$$h_{mp} = \frac{N}{n \cdot k_f \cdot (\beta R_w \gamma_w)_{\min} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{1678.1}{4 \cdot 12.6 \cdot 1.2} + 1 = 27.75 + 1 = 28.75 \text{ см}$$

$$l_w = 38.56 \text{ см} < 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0.7 \cdot 1.4 = 83.3 \text{ см}$$

Приймаємо $h_{tr} = 30 \text{ см}$.

Перевіримо міцність траверси на вигин і зріз.

Розрахунок траверс виконуємо на реактивний опір фундаменту, який припадає на їх частку. Траверси розраховуємо, як двоконсольні балки, завантажені погонним навантаженням q_{tr} , яка збирається на траверсу з половини ширини плити.

Міцність траверси на вигин і зріз перевіримо за формулами:

$$\frac{M_{tr, \max}}{W_{tr}} < R_y \cdot \gamma_c, \quad \frac{Q_{tr}}{h_{tr} \cdot t_{tr}} < R_s \cdot \gamma_c$$

Погонне навантаження на один аркуш траверси:

$$q_{tr} = \sigma_f B / 2 = 0.9 \cdot 48 / 2 = 21.6 \text{ кН} / \text{см}$$

Згинальний момент у місці прикріплення її до

$$\text{колони } M_{tr} = \frac{q_{tr} \cdot c_{tr}^2}{2} = \frac{21.6 \cdot 10.6^2}{2} = 1213.5 \text{ кН} \cdot \text{см}, \text{ где}$$

$c_{tr} = 10.6 \text{ см}$ - виліт консольної частини траверси.

Умова

міцності

на

ВИГИН $\frac{M_{tr,max}}{W_{tr}} = \frac{1213.5}{150} = 8.09 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2 \Rightarrow$ виконується, де

$W_{tr} = \frac{t_{tr} \cdot h_{tr}^2}{6} = \frac{1 \cdot 30^2}{6} = 150 \text{ см}^3$ - момент опору перерізу траверси.

Поперечна сила в траверсі:

$$Q_{tr} = \frac{q_{tr} \cdot L}{2} = \frac{21.6 \cdot 48}{2} = 518.4 \text{ кН}.$$

Умова міцності на зріз $\frac{Q_{tr}}{h_{tr} \cdot t_{tr}} = \frac{518.4}{30 \cdot 1} = 17.28 \text{ кН/см}^2 > R_s \cdot \gamma_c = 13.5 \text{ кН/см}^2 \Rightarrow$ не виконується

Збільшимо товщину траверси $t_{tr} = 1.4 \text{ см}$

Тоді умова міцності на зріз

$$\frac{Q_{tr}}{h_{tr} \cdot t_{tr}} = \frac{518.4}{40 \cdot 1.0} = 12.96 \text{ кН/см}^2 < R_s \cdot \gamma_c = 13.5 \text{ кН/см}^2 \Rightarrow \text{виконується}$$

Приймаємо траверсу з широкосмугового універсального прокату 400x10 мм по ГОСТ 82-70.

Розрахунок зварних швів, що прикріплюють траверси до плити.

Необхідний катет швів кріплення траверси до плити знаходимо за формулою (102)[4]:

$$k_f \geq \frac{N}{(\sum l_w)(R_w \beta \gamma_w)_{\min} \gamma_c} = \frac{1036.8}{228.8 \cdot 12.6} = 0.4 \text{ см}, \text{ де } N = 2 \cdot Q_{tr} = 2 \cdot 518.4 = 1036.8 \text{ кН}$$

$$\sum l_w = 2 \cdot (L + 2b_1 + b) = 2 \cdot (48 + 2 \cdot 10.6 + 24) = 228.8 \text{ см}$$

Приймаємо $k_f = 8 \text{ мм} = k_{f \min}$ при ручному зварюванні при $23 < t_f = 25 < 32 \text{ мм}$ згідно з пп. 12.8 б [2]. Катети кутових швів при найменшій товщині з'єднувальних елементів $t_n = 14 \text{ мм}$. не повинні бути більші $1.2 \cdot t_{np} = 1.2 \cdot 14 = 16.8 \text{ мм}$. (п. 12.8 а[2]).

Розрахунок ребра.

Погонне навантаження на одне ребро $q_r = \sigma_f \cdot a = 0.97 \cdot 28 = 27.16 \text{ кН/см}$

Згинальний момент у місці прикріплення ребра до

$$\text{колони } M_r = \frac{q_r \cdot b_1^2}{2} = \frac{27.16 \cdot 28^2}{2} = 10646.2 \text{ кН} \cdot \text{см, де}$$

$b_1 = 28 \text{ см}$ - довжина ребра (вантажної смуги).

Поперечна сила в ребрі:

$$Q_r = q_r \cdot b_1 = 27.16 \cdot 28 = 760.58 \text{ кН}.$$

Приймаємо ребра з листів товщиною $t_r = 1.2 \text{ см}$

Висоту ребер визначимо за формулою:

$$h_r = \sqrt{\frac{6M_r}{t_r \cdot R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 10646.2}{1.1 \cdot 23 \cdot 1}} = 50.24 \text{ см}$$

Приймаємо $h_r = 51 \text{ см}$

Умова міцності на

$$\text{зріз. } \frac{Q_r}{h_r \cdot t_r} = \frac{760.58}{51 \cdot 1.2} = 12.42 \text{ кН} / \text{см}^2 < R_s \cdot \gamma_c = 13.5 \text{ кН} / \text{см}^2 \Rightarrow \text{виконується}$$

Міцність ребер на зріз забезпечена.

Приймаємо ребра з широкосмугового універсального прокату 510x12мм по

ГОСТ 82-70.

5 СПЕЦІАЛЬНА ЧАСТИНА

5.1. Розробка ґрунту бульдозерами

Бульдозер – землерізально-транспортна машина циклічної дії на базі колісного чи гусеничного трактора, оснащеного спеціальним відвалом з ножем (рис. 2.14) і призначена для виконання технологічних операцій з розробки, переміщення і вкладання ґрунту. Бульдозери використовують для пошарового різання і поздовжнього переміщення ґрунту на відстань до 200м.

Бульдозером виконують такі *види робіт*:

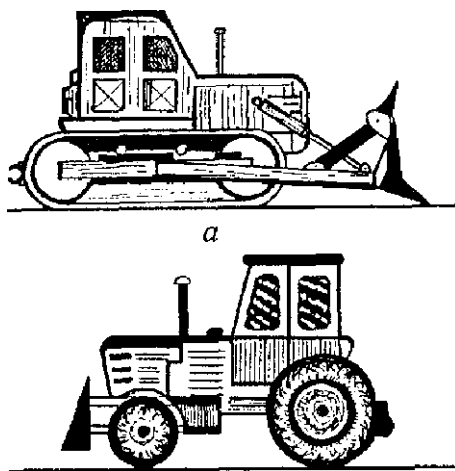


Рис. 2.14. Бульдозери: *a* - на базі гусеничного трактора;
б - на базі колісного трактора

- розроблення ґрунту в котлованах і траншеях;
- зведення насипів заввишки до 2 м з однібічних і двобічних резервів;
- зрізування ґрунту на косогорох;
- зрізування родючого шару ґрунту;
- засипання котлованів, траншей тощо.

Для бульдозера прийнятий циклічний спосіб робіт. Зрізування і транспортування ґрунту на відстань до 50 м доцільно виконувати за човниковою схемою, за якої бульдозер після відсипання ґрунту повертається у вихідне положення заднім ходом.

Для переміщення ґрунту на відстань 50...100 м рекомендується використовувати еліптичну схему розроблення (рис. 2.15).

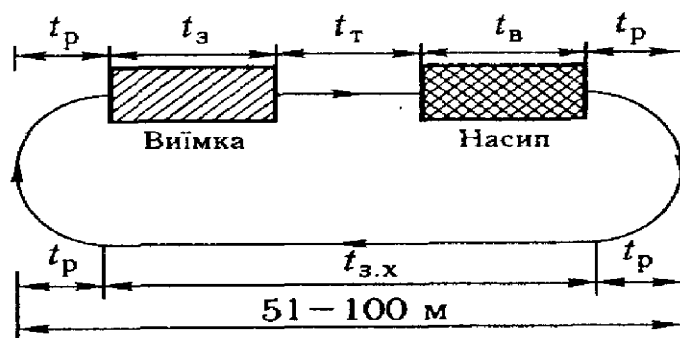


Рис. 2.16. Робота бульдозера за еліптичною схемою

Застосовують траншейний спосіб виконання робіт. При цьому ґрунт розробляють окремими траншеями завглибшки 40...50 см з гребнями між ними шириною 50...120 см, які після розроблення основної маси ґрунту зрізують.

Цикл роботи бульдозера складається із трьох **основних операцій**:

- зрізування та набирання ґрунту;
- його переміщення і вкладання (рис. 2.17).

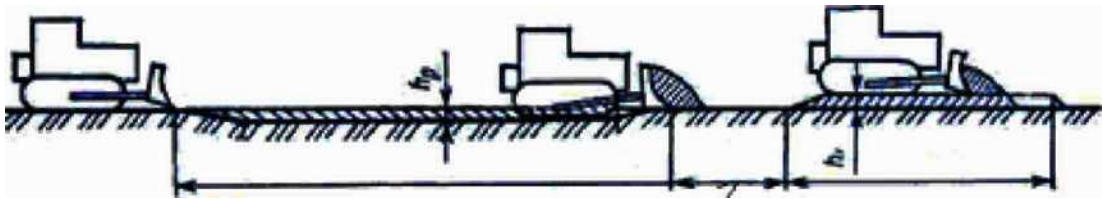


Рис. 2.17. Цикл роботи бульдозера

До початку будівельних робіт, поверхню відведеного під будівництво майданчика, потрібно вирівняти. Природний рельєф поверхні майданчика вирівнюють зрізуванням ґрунту, розміщеного вище від проектних позначок, і переміщенням та підсипанням в місця, розташовані нижче за проектні позначки (рис. 2.18).

Можливе застосування спареної роботи бульдозерів, які переміщують ґрунт з однаковою швидкістю (рис. 2.19).

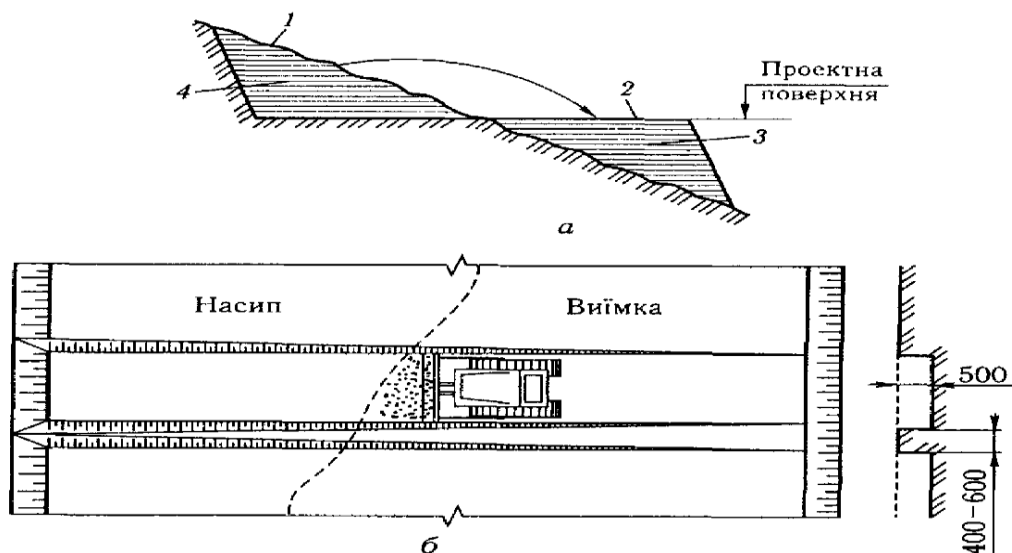


Рис. 2.18. Розроблення ґрунту бульдозером:
а - вимірювання будівельного майданчика; *б* - траншейний спосіб розроблення ґрунту: 1 - природний схил; 2 - проектна поверхня; 3 - насип; 4 - виїмка ґрунту

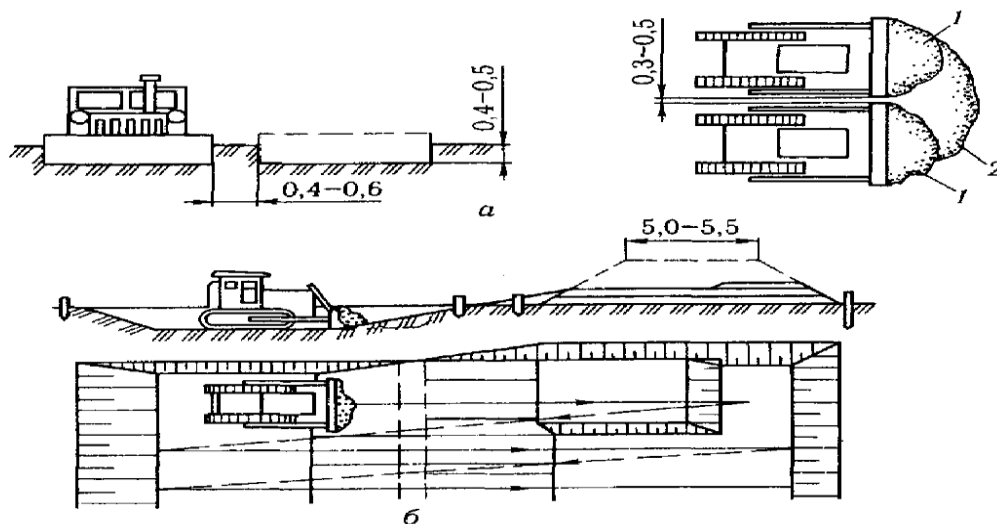


Рис. 2.19. Схема виконання робіт бульдозерами:
а - групова робота бульдозерів під час розроблення виїмок; *б* - зведення насипів;
в - засипання траншей; 1 - ґрунт, який переміщується поодинокими бульдозерами; 2 - додатковий об'єм, що переміщується двома бульдозерами, які рухаються поряд
 Технічні характеристики бульдозерів подано в табл. 2.2.

Таблиця 2.2.

Технічні характеристики бульдозерів

Модель	Базовий трактор	Потужність, кВт	Розміри відвала, мм	
			довжина	висота
ДЗ-27С	Т-130.1-1	118	3200	1300
ДЗ-35С	Т-180ГП2	132	3640	1200
ДЗ-109	Т-130.1.Г-1	118	4120	1000
ДЗ-110А,В	Т-130.1.Г-1	118	3220	1300

5.2. Розробка і переміщення ґрунту скреперами

Скрепер – землерізально-транспортна машина, яка призначена для пошарової розробки ґрунту, його переміщення та подальшого вкладання в насипи або відвали. У будівельному виробництві скрепери застосовують для розробки широких котлованів, каналів і траншей, зведення насипів, при вертикальному плануванні (рис. 2.20, а).

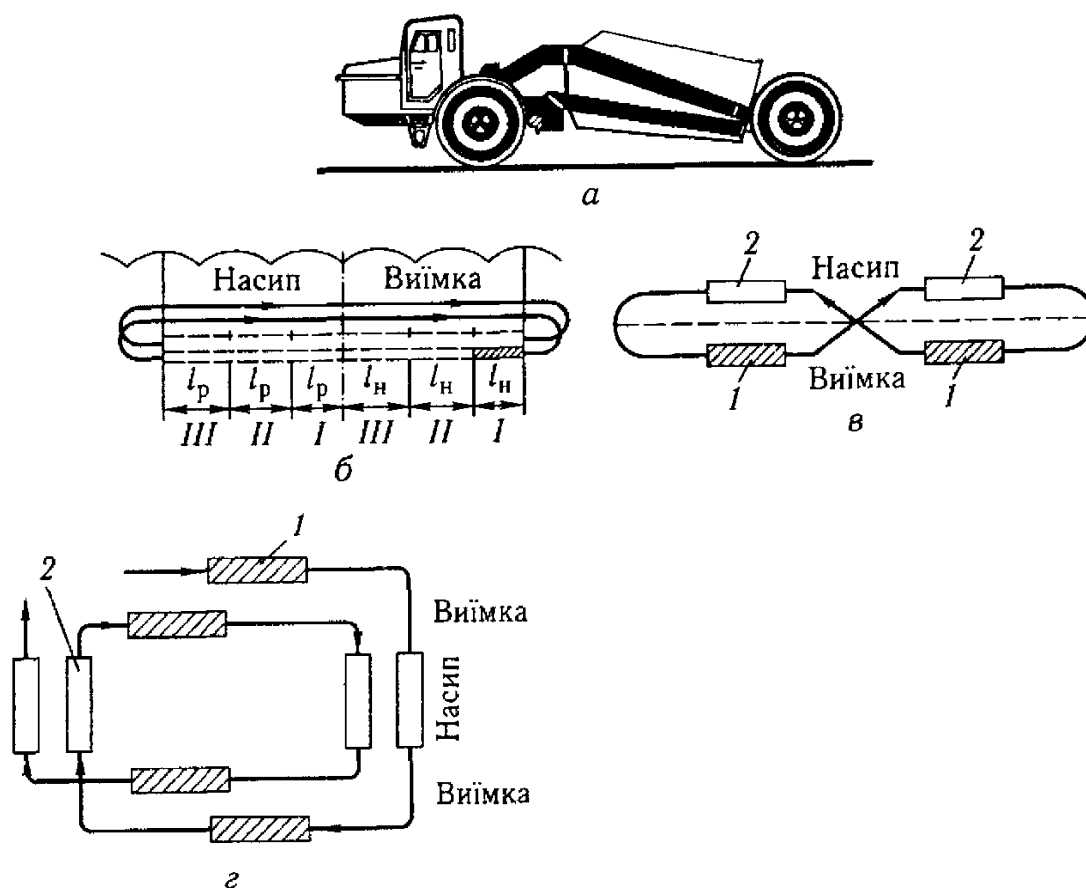


Рис. 2.20. Загальний вигляд скрепера (а) та технологічні схеми його роботи:
б – цикл роботи; в – вісімкаю; г – спіраллю

При достатній вологості ґрунту і рівномірному русі скреперів на всій площі, яка насипається, можна отримати достатньо хороше ущільнення ґрунту в тілі насипу.

Робочим органом скрепера є ківш із ножем у передній частині. Скрепер зрізає ковшем шар ґрунту товщиною 0,12...0,32 м і шириною 1,65...2,75 м, і може транспортувати його на відстань до 3000м. **Робочий цикл скрепера** складається з наповнення ґрунту в ківш у виїмці, транспортування ґрунту, вивантаження ґрунту

шаром заданої товщини в насипі, переміщення скрепера в порожньому стані у виїмку (рис. 2.21).

Розрізняють такі види скреперів:

– причіпні до тракторів з дальністю переміщення ґрунту до 300 м (місткість ковшу – до 3...3,5 м³), до 750 м (місткість ковшу до 10 м³), до 1000 м (місткість ковшу до 15 м³);

– напівпричіпні й самохідні на базі одновісних тягачів з дальністю переміщення ґрунту до 5000 м.

Нові моделі самохідних скреперів випускають зі збільшеною місткістю ковша (до 25 м³), гідравлічною або електрогідравлічною системою управління, автоматизованими пристроями для регулювання режиму роботи робочого органу скрепера.

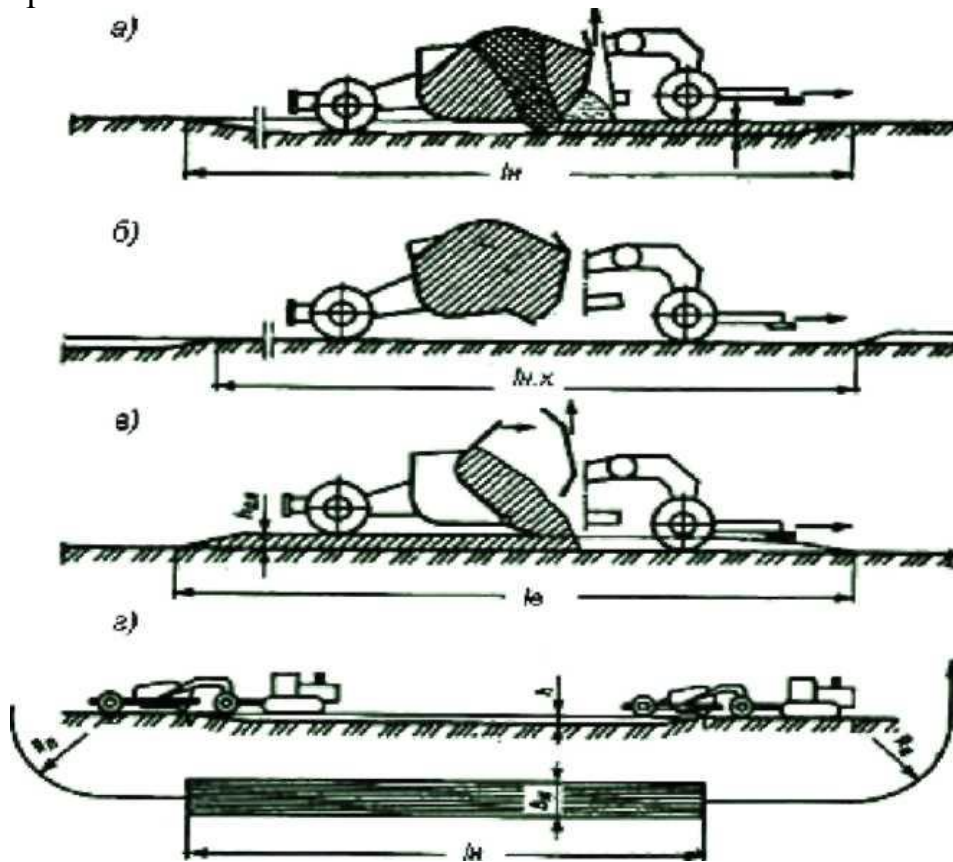


Рис. 2.22. Схеми робочого циклу скрепера:

a - наповнення ковша; *б* - переміщення ґрунту; *в* - вивантаження ґрунту; *г* - схема для визначення довжини шляху наповнення ґрунту; I_n, I_{nx}, I_v — відповідно довжини шляху наповнення ковша, переміщення ґрунту, вивантаження ґрунту;
 b_k — ширина ковша

Скрепери можуть рухатись за еліпсом, «вісілкою», зигзагом, за спіраллю (рис. 2.20, *в, г*).

Схему руху еліпсом застосовують при розробці виїмок з наступним вкладанням ґрунту в насип чи відвал, влаштуванні насипів із бокових резервів, вертикальному плануванні майданчиків при обмеженому фронті переміщення скрепера.

Схему руху "вісімкою" застосовують при виконанні тих самих робіт, що і по еліпсу, але при більшій довжині фронту робіт.

Схема руху спіраллю ефективна при влаштуванні широких і невисоких насипів з пологими з'їздами та двосторонніми резервами, а також при вертикальному плануванні майданчиків.

Схему руху зигзагом застосовують при влаштуванні насипів із односторонніх і двосторонніх резервів великої протяжності коли розробка ґрунту виконується декількома скреперами, що рухаються один за одним.

Основним показником при виборі схеми руху скрепера служить середня відстань переміщення ґрунту, що дорівнює половині шляху, який проходить скрепер за один цикл.

Таблиця 2.3.

Технологічні параметри скреперів

Модель	Місткість ковша, м ³	Ширина різання, мм	Глибина різання, мм	Товщина шару відсіпаня, мм	Найбільша швидкість км/год.
<i>Самохідні скрепери</i>					
Д-357П	8	2750	230	55	40
ДЗ-13, ДЗ-13А	15	2920	350	55	43
ДЗ-115	15	3040	350	55	50
<i>Причінні скрепери</i>					
ДЗ-33	3	2100	200	30	11
ДЗ-111	4,5	2430	130	40	10
ДЗ-203	7	2080	300	25	9
ДЗ-77	8	2718	350	50	9

Наповнення ковша скрепера можна виконувати тільки на прямолінійних ділянках довжиною достатньою для розміщення довжини шляху наповнення ковша і довжини скреперного агрегату.

На тривалість і довжину шляху наповнення ковша впливає спосіб різання ґрунту. Тонкою стружкою постійної товщини ($B = 0,1 \dots 0,2$ м) зрізують щільні зв'язні ґрунти.

Спосіб різання клиноподібною стружкою застосовують для розроблення м'яких зв'язних ґрунтів на найбільшу глибину ($H = 0,3 \dots 0,35$ м). Різання клиноподібною стружкою є значно продуктивніше, тому що скорочується шлях набирання ґрунту в ківш, але це вимагає більших зусиль при набиранні ґрунту.

Гребінчастий профіль стружки застосовують при розробці піщаних і сухих зв'язних ґрунтів з перемінним зануренням і підйомом ковша, коли двигун зменшує оберти внаслідок великого навантаження.

На умови набирання ґрунту в ківш впливає також послідовність розробки виїмки.

Застосовують три **основні схеми розробки ґрунту скреперами**:

- послідовними проходами;
- проходами через смугу;
- шаховими проходами.

Для забезпечення рівномірної товщини шару відсипання ґрунту ківш розвантажується тільки при русі скрепера. Найбільша товщина шару відсипання становить 0,3...0,5 м. Дорога для транспортування ґрунту повинна мати підйом не більше 15%, спуск – не більше 25%.

При значній різниці відміток виїмки і насипу, а також у міру збільшення глибини виїмки і висоти насипу за умови дотримання допустимих ухилів землевозних доріг, необхідно влаштовувати спеціальні виїзди і з'їзди (рис. 2.263). Виїзди і з'їзди можуть влаштовуватись перпендикулярно укосу або повздовжньо.

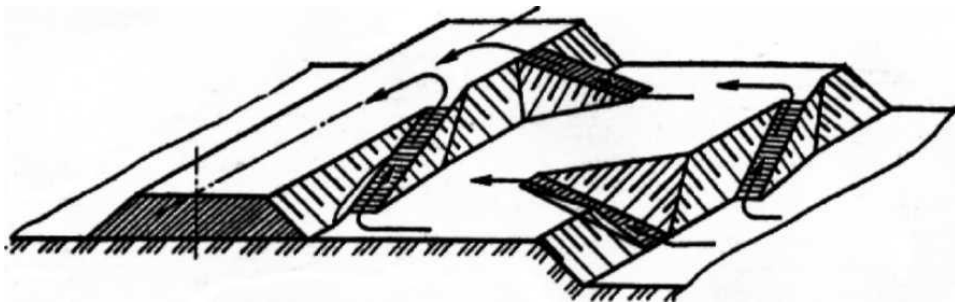


Рис. 2.23. Схеми різних видів з'їздів

Число виїздів та з'їздів і частота їх розміщення суттєво впливають на додаткові обсяги робіт. При будівництві каналів, дамб, доріг виїзди і з'їзди влаштовуються на відстані кратній довжині набору ґрунту скрепером.

При розробці земляних мас застосовують як одиночні скрепери, так і комплексні механізовані бригади.

ЕКОНОМІКА

Проектування - одна із важливих ланок у здійсненні капітального будівництва. Від якості техніко-економічних обґрунтувань (ТЕО) і рівня проектних рішень в більшій мірі залежить ефективність капітальних вкладень, кошторисна вартість будівництва, терміни його здійснення.

Проектно-вишукувальні роботи необхідно виконувати із застосуванням сучасних економіко-математичних методів, комп'ютерної техніки та інших прогресивних методів (спеціальних програм) і пошуку проектних матеріалів. Кошториси проектних і вишукувальних робіт визначаються по збірникам цін, а вартість проектно-вишукувальних робіт входить в загальний об'єм капітальних вкладень в будівництво проектного об'єкту.

На сьогодні типове проектування займає одне з ведучих місць в загальній системі забезпечення капітального будівництва проектно-кошторисною документацією. Так, при проектуванні будинків широко використовують типові проекти будівель і споруд, а також альбоми робочих креслень типових конструкцій і вузлів. Застосування типових проектів здешевлює проектування, знижує вартість будівництва порівняно з використанням індивідуальних проектів на 10-15%.

Основою проектування будівництва служать відповідні норми (ДБН, ДСТУ, ГОСТ, ЄНІР та ін.). Ці схеми містять матеріали з розрахунками, які обґрунтовують доцільність проектування, будівництва чи реконструкції існуючих будівель, визначають розрахункову вартість будівництва та інші техніко-економічні показники.

Стадійність розробки проектно-кошторисної документації встановлюється замовником у завданні на проектування будівлі чи споруди. Необхідний перелік документів, що входить до складу проекту (робочого проекту), встановлюється «Еталоном проекту» на будівництво, який уточнюється стосовно до особливостей проектування даної будівлі.

Для прийняття технічно обґрунтованого і економічно доцільного рішення проект переважно розробляється в декількох варіантах. Варіанти порівнюють між собою по ряду показників, об'єднаних в наступні групи:

- показники економічні і народногосподарські;
- показники, що характеризують експлуатаційні якості будівлі;
- будівельні показники, які характеризують об'єми будівельних робіт і ступінь важкості їх виконання, наявність місцевих матеріалів, умови постачання матеріально-технічними ресурсами і т.д.

В проектах з врахуванням матеріалів інженерних вишукувань і варіантних проробок уточнюють місце розміщення, проектну потужність, вартість будівництва та інші техніко-економічні показники.

На основі прийнятих проектних рішень розробляють кошторисну документацію, порядок складання якої встановлений інструкціями по розробці проектів і кошторисів. Загальна кошторисна вартість будівництва дороги в цілому складається із кошторисної вартості зведення окремих об'єктів, будівель і споруд, робіт і затрат, які визначаються розрахунками-кошторисами по об'ємам робіт та іншим даним проекту у відповідності з діючими кошторисними нормами, цінами і тарифами. В склад проекту на будівництво входять локальні і об'єктні кошториси.

Локальні кошториси розробляються на основі відомості об'ємів робіт (по проекту) і одиничних розцінок, чи укрупнених показників кошторисної вартості. Локальні кошториси визначають вартість окремих видів будівельних робіт в складі будівельного об'єкту.

Кошториси на об'єктах будівництва визначають величину всіх затрат, пов'язаних з будівництвом дороги, які входять в загальний комплекс будівництва. Об'єктами дорожнього будівництва вважається земляне полотно, дорожній одяг, мости і труби, будівлі та споруди дорожньої і автотранспортної служб. Об'єктні кошториси складають на основі локальних кошторисних розрахунків.

Для розрахунку локального кошторису на реконструкцію житлового будинку у с. Петрики складаємо за допомогою програмного комплексу АВК. Об'єм робіт взято з табл.

РОЗДІЛ 3 ОХОРОНИ ПРАЦІ

1. Аналіз шкідливих та небезпечних факторів

Відповідно до ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві. Основні положення» небезпечні і шкідливі фактори - це виробничі фактори, вплив яких може призвести до погіршення здоров'я робітників чи травм. Згідно п.5 проводиться організація управління охороною праці. Площі санітарно-побутових приміщень проводяться згідно т.6.1 ДБН А.3.2-2-2009.

При будівництві будівлі можливий вплив ряду шкідливих та небезпечних факторів:

- підвищена хімічна забрудненість, запиленість і загазованість повітря робочої зони, спричинена роботою машин та механізмів. Також причиною підвищеної запиленості є використання таких будівельних матеріалів, як цемент, пісок, сухі будівельні суміші (гіпс, шпаклівка, клеї) та ін. Допустима концентрація шкідливих речовин визначається відповідно до ГОСТ 12.1.005-88;

- підвищений рівень шуму на робочому місці. Виникає внаслідок роботи на будівельному майданчику машин та механізмів (конвеєра, вантажних автомобілів, бетономішалки, бетононасоса, дрилів та ін.) Визначається відповідно до ГОСТ 12.1.003-83. Засоби та методи захисту від шуму визначені в ГОСТ 12.1.029-80;

- підвищений рівень вібрації. Джерелами вібрації також являються машини та електричні, механічні і пневматичні інструменти, які використовуються при будівництві даного об'єкту. Нормування вібрації проводять згідно з ГОСТ 12.1.012-90;

- недостатнє освітлення робочого місця. При роботі у дві зміни можливе недостатнє природнє освітлення, тому необхідно влаштувати штучне

- прожекторне освітлення. Освітлення регламентується нормами ДБН В.2.5-28-2006;

- наявність небезпечних зон ураження електрострумом. Причиною є електрообладнання. Засоби захисту від статичної електрики наведені в ГОСТ 12.4.124-83;

- можливість виникнення пожежі. При будівництві об'єкту використовуються горючі речовини (деревина, пінопласти, лакофарбові матеріали, будівельні мастики та ін.) Вимоги до пожежної безпеки нормуються ДБН В.1.1-7-2002 "Пожежна безпека об'єктів будівництва".

Слід зауважити, що небезпечна зона дії баштового крану КБ-403 охоплює всю територію будівництва. Немає кільцевої дороги, а також наявний тільки один в'їзд/виїзд, що ускладнює рух автотранспорту. Тому передбачено створення тимчасового роз'їзду для автомобілів шириною 6м.

2. Виробнича санітарія

- Санітарно-побутові і допоміжні приміщення.

Для обслуговування працівників на будівельному майданчику створено тимчасові приміщення для відпочинку та обігріву контейнерного типу. Інші рекомендовані приміщення не зводяться, через обмежений простір майданчику.

Санітарно-побутові приміщення розташовують поблизу входу на будівельний майданчик на ділянках території, яка не затопляється поверхневими водами, із таким розрахунком, щоб уникнути необхідності проходу працюючих через небезпечні зони (котловани, зону роботи кранів, залізничні колії і т. ін.).

Розрахунок санітарно-побутових та допоміжних приміщень наведено в п.3.4.2.

- Шкідливі речовини.

Під час будівництва на майданчику повітря може бути забруднене вихлопними газами, пилом випарами фарб та лакових матеріалів. У вихлопних газах висока концентрація CO₂, та інших небезпечних сполук, як, наприклад, пари важких металів. ГДП для важких металів 0,01мг/м. куб., для оксиду вуглецю – 5мг/м. куб. Для захисту робітників від шкідливого впливу забрудненого повітря потрібно використовувати засоби індивідуального захисту – респіратори. Також для захисту очей від пилу необхідно застосовувати захисні окуляри.

- Виробниче освітлення.

Додаткове освітлення будівельного майданчику необхідне при виконанні робіт у дві зміни, а також у осінній, зимовий та весняний період, коли денного світла не достатньо для нормальної роботи. Для освітлення будівельного майданчику і робочих місць використовуються прожектори ПЗС-25 та ПЗС-45 на інвентарних стаціонарних і переносних щоглах та стійках. Вимоги до освітлення:

- Висота підвісу світильників над рівнем робочого майданчика не нижче 2,5 м. При неможливості виконання цієї вимоги - напруга в освітлювальній мережі повинна бути не більше 72 В.

- Створювана штучна освітленість повинна становити:

робочої ділянки - не менше 25 лк;

площі складування - 10 лк;

під'їзні шляхи - 1 лк;

загальне освітлення - 2 лк.

- Виробничий шум, вібрація та випромінювання.

Джерелами шуму, вібрації та шкідливого випромінювання є в основному машини та механізми, що використовуються у будівництві, а саме: Крани, автосамоскиди, автобетоновози, тягачі, бульдозери та екскаватори, відбійні молотки, вібратори, дрилі. Електромагнітне випромінювання наявне від трансформатора та електроприладів. Для індивідуального захисту від шумів потрібно використовувати навушники, для безпеки при роботі з вібруючими механізмами потрібно робити технологічні перерви в роботі для відновлення організму.

3. Виробнича безпека

3.1. Техніка безпеки перед початком робіт

Допуск до виконання бетонних робіт можуть отримати особи, яким виповнилось 18 років, та навчалися за спеціальною програмою і мають посвідчення на право виконувати ці роботи, які пройшли медичний огляд, пройшли інструктаж з охорони праці та пожежної безпеки.

До робіт, що виконуються на висоті більше 5 м від поверхні ґрунту, допускаються лише спеціально навчені робітники – чоловіки у віці від 18 до 60 років, які пройшли медичний огляд на придатність до верхолазних робіт і які мають розряд не нижче 3–го та досвід таких робіт не менше року.

Опалубку розбирають лише після отримання дозволу від виконавця робіт. Розібрані елементи опалубки слід опускати на землю за допомогою крану (або лебідки), очищувати й вкладати в штабелі.

Не дозволяється здійснювати монтаж арматури поблизу електричних дротів, що знаходяться під напругою. Рукоятка вібратора має бути оснащена амортизаторами, а корпус до початку робіт заземлений. В процесі вібрування бетонної суміші через кожні 30...35 хвилин потрібно вимикати вібратор на 5...7 хвилин для його охолодження.

Під час монтажу арматури та вкладання бетонної суміші, монтажники та бетонярі повинні знаходитись на дерев'яних трапах, що закріплюються до несучих елементів.

3.2. Техніка безпеки при виконанні робіт

Згідно з ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві» при виконанні земляних робіт потрібно вжити заходів для запобігання обвалення гірських порід, падіння шматків породи, дії на працівників машин та механізмів, що ними використовуються, підвищеної електрона пруги, недостатньої освітленості, підвищеної запиленості та загазованості.

При виконанні монтажних робіт потрібно переконатися, що кран піднімає дозволену масу, запобігати кренам і перекосам, потраплянню людей в зону дії крана та ін. При виконанні висотних робіт працівники повинні бути забезпечені страховками.

При виконанні кам'яних робіт потрібно забезпечити невелику висоту робочого місця над рівнем землі чи підлоги, а також запобігти раптовому руйнуванню кладки.

При бетонних роботах потрібно забезпечити тримаючу здатність та міцність опалубки, перепад по висоті робочого місця менший, ніж 1,3м. Також дотримуватись безпечної відстані від монтажних та підйомних пристроїв

Будівельно-монтажні роботи повинні виконуватися із застосуванням засобів підмащування, тари, вантажозахватних пристосувань і устаткування.

Перед початком робіт в місцях, де може виникнути або є виробнича небезпека, відповідальний виконавець робіт повинен отримати наряд-допуск до виконання робіт підвищеної небезпеки згідно ДБН А.3.2-2-2009.

На ділянці, де ведуться монтажні роботи не допускається виконання інших робіт, знаходження сторонніх осіб. При переміщенні конструкцій або устаткування віддаль між ними і виступаючими частинами змонтованого устаткування або конструкцій повинна бути по горизонталі не менше 1м, по вертикалі – 0,5м.

При будівельно-монтажних, оздоблювальних і спеціальних роботах необхідно передбачити технологічну послідовність виробничих операцій так, щоб попередня операція не була джерелом виробничої небезпеки при виконанні наступних.

Електробезпека на будівельному майданчику, ділянках робіт і робочих місцях повинна бути забезпечена у відповідності з вимогами ДБН В 2.5-27-2006 «Захисні заходи електробезпеки в електроустановках будинків і споруд». Будівельний майданчик, ділянки робіт, робочі місця, проїзди, підходи до майданчика в темний час доби повинні бут освітленими у відповідності з вимогами ДСТУ Б.А.3.2-15.2011 «Норми освітлення будівельних майданчиків». Освітленість повинна бути рівномірною, без сліпучої дії освітлюючи пристроїв на робітників.

Всі електричні установки, в тому числі тимчасове силове і освітлююче устаткування повинні відповідати вимогам ПУЕ.

Підйомний кран має бути оснащений механізмом аварійної зупинки на випадок непередбачуваних обставин. Трансформатор та щит підключення мають знаходитись в закритих ящиках, а також бути захищеними від води. Вся проводка, що використовуються має бути цілою, з суцільною непошкодженою ізоляцією. Установку баштового крана потрібно передбачити так, щоб він у жодному разі не контактував з існуючими повітряними лініями електропередач.

4. Пожежна безпека

Пожежна безпека повинна забезпечуватися шляхом проведення організаційних, технічних та інших заходів, спрямованих на попередження пожеж, забезпечення безпеки людей, зниження можливих майнових втрат і зменшення негативних екологічних наслідків у разі їх виникнення, створення умов для швидкого виклику пожежних підрозділів та успішного гасіння пожеж.

Відповідно до Закону України "Про пожежну безпеку" забезпечення пожежної безпеки підприємств, установ, організацій (далі - підприємств) покладається на їх керівників та уповноважених керівниками осіб, якщо інше не передбачено відповідним договором.

Забезпечення пожежної безпеки під час проектування та забудови населених пунктів, будівництва, розширення, реконструкції та технічного переоснащення підприємств, будівель і споруд покладається на органи архітектури, забудовників, проектні та будівельні організації.

Фінансування робіт у разі нового будівництва, реконструкції, реставрації, капітального ремонту будинків та інших об'єктів, розширення і технічного переоснащення підприємств може проводитися лише за умови наявності позитивного висновку комплексної державної експертизи, який має обов'язково вміщувати позитивний експертний висновок органу державного пожежного нагляду як складової частини комплексної державної експертизи.

У разі одержання речовин та матеріалів з невідомими властивостями стосовно пожежної небезпеки власник підприємства зобов'язаний заборонити їх застосування до з'ясування через відповідні установи та організації відомостей (показників) про їх пожежну небезпеку.

Застосування у будівництві й на виробництві матеріалів та речовин, на які відсутні дані щодо пожежної небезпеки, забороняється.

Дороги, проїзди й проходи до будівель, споруд, пожежних вододжерел, підступи до зовнішніх стаціонарних пожежних драбин, пожежного інвентарю, обладнання та засобів пожежогасіння мають бути завжди вільними, утримуватися

справними, взимку очищатися від снігу. В даному проекті під'їзд до будівельного майданчику забезпечений, та дещо утруднений вузькою проїжджою частиною. Для усунення цієї проблеми біля в'їзду на майданчик влаштовано роз'їзд.

Забороняється довільно зменшувати нормовану ширину доріг та проїздів.

Дерев'яні конструкції в будинках усіх ступенів вогнестійкості, крім V, повинні піддаватися вогнезахисній обробці, за винятком вікон, дверей, воріт, підлоги, вбудованих меблів, стелажів, якщо в будівельних нормах не зазначені інші вимоги. Пошкодження вогнезахисних покриттів (штукатурки, спеціальних фарб, лаків, обмазок тощо) будівельних конструкцій, горючих оздоблювальних і теплоізоляційних матеріалів, повітроводів, металевих опор та перегородок повинні негайно усуватись.

Після виконання вогнезахисних робіт підрядною організацією за участю замовника має бути складений акт про виконані роботи. Після закінчення термінів дії обробки (просочення) та у разі втрати або погіршення вогнезахисних властивостей обробку (просочення) треба повторити. Перевірку стану вогнезахисної обробки (просочення) слід проводити не менше одного разу на рік зі складанням акта перевірки.

У разі реконструкції, перепланування, капітального ремонту приміщень, будинків та інших споруд, їх технічного переоснащення як зі зміною, так і без зміни функціонального призначення, необхідно виконувати протипожежні вимоги, визначені нормативно-правовими документами в галузі будівельного, технологічного проектування та чинними правилами.

Приступати до виконання вищевказаних робіт дозволяється лише за наявності проектної документації, яка пройшла попередню експертизу на відповідність нормативно-правовим актам з питань пожежної безпеки з позитивним результатом в органах державного пожежного нагляду.

Придбані за кордоном машини, механізми, устаткування, технологічне обладнання вводяться в експлуатацію лише за умови відповідності їх діючим в Україні нормативно-правовим актам з пожежної безпеки.

На майданчику також наявний гідрант та первинні засоби пожежогасіння, які охоплюють весь будівельний майданчик та в разі виникнення пожежі можуть бути застосовані для її усунення.

4.1. Первинні засоби пожежогасіння

До первинних засобів пожежогасіння належать:

- вогнегасники;
- пожежні крани-комплекти, ручні насоси
- лопати, ломи, сокири, гаки, пили, багри;
- ящики з піском, бочки з водою;
- азбестові полотнища, повстяні мати та ін.

Первинні засоби пожежогасіння розміщують на пожежних щитах, які встановлюють на території об'єкта з розрахунку один щит на 5000м². Вони мають бути пофарбовані у червоний колір, а пожежний інструмент у чорний.

Серед первинних засобів пожежогасіння найважливішу роль відіграють вогнегасники різних типів: водяні, водо-пінні, порошкові, вуглекислотні, газові.

Залежно від способу транспортування вони бувають: переносні (до 20 кг) та пересувні (до 450 кг).

Залежно від об'єму вогнегасники бувають малолітражні (до 5л), ручні (до 10 л), пересувні (понад 10л).

Вогнегасники маркують буквами, що означає їх вид та цифрами, що визначають їх об'єм.

Найбільш перспективними є порошкові вогнегасники, які застосовують для гасіння лужних металів, ЛЗР і ТР, електрообладнання, що горить під напругою до 1000В, твердих та газоподібних речовин.

Найбільш розповсюдженими є:

ОП-1, ОП-2, ОП-9, ОП-10 — переносні;

ОПА-50, ОПА-100 — пересувні.

Вони відрізняються між собою лише складом порошку та пристроєм для його подачі.

БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

1. Коротка характеристика проектного об'єкту

Запроектована будівля – торгово-розважальний комплекс по вулиці Тернопільська Бічна в с. Петрики. Будівля призначена для розміщення у ній торгових точок та розважальних закладів, а також кінозалу.

Несучі конструкції – монолітний залізобетонний каркас. Також у будівлі використані такі матеріали, як металеві ферми, оргскло для фасадних систем, сандвіч панелі, цинкові листи REINZINK. Для забезпечення стійкості споруди було прийнято рішення збільшити поперечний переріз колон на усіх поверхах. Також жорсткість забезпечують монолітні ліфтові шахти та стіни, що простягаються на всю висоту будівлі.

У будівлі передбачено такі приміщення: пивний зал, більярдний зал, цехи для приготування їжі, приміщення для зберігання продуктів (комори), заклади громадського харчування, кінозал, торгові зали, гардероби та душові для персоналу, санвузли для персоналу та відвідувачів, ремонтні майстерні, електрощитові, комори для зберігання інвентарю та інші.

Під час експлуатації одночасно на об'єкті може перебувати 1380 чол.

Споруда розташована поза містом. Має під'їзний шлях з вул. Нижанківського. Також до споруди можна пройти двором через будинок на пр. Шевченка, 3, або провулком з пл. Галицької. Електро-, водо- та газопостачання здійснюється від існуючих мереж. Магістральні трубопроводи та високовольтні лінії електропередач відсутні.

2. Зовнішня безпека проектного об'єкту

Проектована будівля розташована в шестибальній сейсмічній зоні та запроектована на ґрунтах третьої категорії – насипних суглинках. Вони складаються з частинок глини та піску з переважаючою часткою глини. Відсоткове співвідношення компонентів може бути різним, звідси і різні характеристики суглинку. Наприклад, чим більше піску, тим більший коефіцієнт пористості і

менший розрахунковий опір ґрунту. У сухому стані суглинки зазвичай розсипчасті. Дана властивість забезпечується піщаним наповнювачем. У вологому стані вони стають в'язкими, в чому заслуга глини. Через наявність значної частини останньої, зволожені суглинки при негативних температурах промерзають, збільшуючись в об'ємі. Тому до фундаментів на рухливих ґрунтах(глина, супісок, суглинок) ставлять підвищені вимоги.

Можливість природних пожеж, аномальних вітрових та снігових навантажень невисока. Максимальна зафіксована температура $+37^{\circ}\text{C}$, мінімальна $-33,6^{\circ}\text{C}$. Максимальна кількість опадів – 1422мм.

Техногенна небезпека пов'язана з розташуванням на близькій від будівлі відстані потенційно-небезпечних об'єктів. Так, найближчі АЕС до проектованої споруди – Хмельницька, знаходиться на відстані приблизно 200км, та Рівненська – 260км. Добротвірська ТЕС - приблизно 60км.

3. Внутрішня безпека проектованого об'єкту

Під час експлуатації проектованого об'єкту можуть виникати небезпечні ситуації, що загрожують життю та здоров'ю людей. Внутрішні ризики пов'язані з експлуатаційною надійністю самої будівлі (міцність фундаментів, стійкість елементів конструкції, безпечність будівельних матеріалів, тощо), а також зі стійкістю комунальних енергетичних мереж.

Інженерно-технічні рішення для забезпечення безпечної експлуатації об'єкту:

- **Будівельна безпека.** Для забезпечення тримаючої здатності будівлі запроектовано палеві фундаменти з буронабивних паль-стійок. У споруді відсутні перекриття в одному рівні. Тобто, поверхи мають різні висотні відмітки, немає поверху, який би розташовувався по всіх осях у плані. Таке перекриття не може забезпечувати жорсткість, тому для загальної стійкості збільшено поперечні перерізи колон. Також передбачені монолітні ліфтові шахти та неперервні по всій висоті будівлі стіни, що допомагають забезпечувати просторову жорсткість будинку. Стіни виконані із сандвіч панелей та оргскла. Перший та другий поверхи

зовні стилізовані під старовинну архітектуру Львова. Стіни першого та другого поверхів виконані з цегли. Покриття – система REIZINK по металевих фермах.

- **Пожежна безпека.** Ступінь вогнестійкості будівлі II. Для забезпечення пожежної безпеки всі металеві елементи обробляють антипіренами, у будівлі використовують термостійке оргскло. У випадку пожежі передбачено кілька шляхів евакуації – три сходових клітки та чотири ліфти – по два пасажирських та вантажних. Ширина сходових кліток – 1,5м, що забезпечує нормальну евакуацію людей з верхніх поверхів на випадок НС та відключення ліфтів. З метою забезпечення нормальної евакуації всі двері у будівлі відкриваються назовні. Також для вільного доступу до внутрішнього двору передбачений проїзд для пожежної машини на першому поверсі. В підвальному поверсі передбачена баково-насосна пожежогасіння, на першому поверсі – пожежно-диспетчерський пост.

- **Газо- та вибухонебезпека.** Газове обладнання в будівлі передбачене для обігріву приміщень, а також приготування їжі. Постачання газу відбувається від існуючої міської мережі. Двоконтурний котел розташовується на підвальному поверсі в окремому приміщенні. Для забезпечення надійної експлуатації передбачено датчики тиску та можливість відключення окремих ділянок з надлишковим тиском. Димар проходить у витяжці, що перешкоджає розхід повітря в приміщенні. Також передбачені клапани для аварійного відключення системи.

- **Електробезпека.** Трансформаторна підстанція розташована у прибудові, що прилягає до проектованої будівлі. Силові лінії електромереж прокладені в каналах стін. Електрообладнання – у спеціально відведених місцях та на безпечній відстані від вогне- та вибухонебезпечних об'єктів. На випадок НС та відключення подачі електроенергії для забезпечення функціонування ліфтів у будівлі передбачено наявність автономного генератора. Будівля поділена на незалежні секції. Відсутність струму в одній з них ніяк не впливає на нормальну роботу інших.

- **Транспортна безпека.** Оскільки об'єкт знаходиться в центрі міста, то в радіусі до 300 метрів розташовано три автобусних зупинки, з яких можна добратися практично в будь-яку частину міста. Також на пл. Соборній розташована трамвайна зупинка. Вільний під'їзд до будинку забезпечений з вул. Нижанківського. В час пік

евакуація людей з даного та сусідніх об'єктів може бути ускладнена через перенавантаження автомобільних доріг, утворення заторів та перенавантаження громадського транспорту.

Отже, в проектуваному торгово-розважальному центрі найбільшою проблемою можна вважати забезпечення просторової жорсткості та стійкості будівлі. Вона вирішена за рахунок прийняття колон збільшеного перерізу, монолітних ліфтових шахт та неперервних по всій висоті будівлі стін. Також небезпечними можна вважати металеві ферми, як найменш вогнестійкий матеріал. Для забезпечення їх вогнестійкості всі відкриті металеві елементи обробити антипіренами.

У разі виникнення надзвичайної ситуації евакуацію людей можна провести трьома сходовими клітками, що запроектовані в споруді, а також ліфтами – двома пасажирськими та двома вантажними. Також є два виходи на вулицю – на вул. Нижанківського та у двір будинку №3 на пр. Шевченка, звідки можна перейти на сам проспект.

Також при потребі для захисту населення від наслідків надзвичайних ситуацій можна використати підвальні приміщення висотою 3,25м та 3,3м, відмітка підлоги яких знаходиться на рівні -3,9м.

4. Розрахунок заходів захисту людей на випадок НС.

Захисні споруди цивільного захисту використовуються для укриття людей під час дії ура жальних чинників надзвичайних ситуацій природного і техногенного характеру.

Відповідно до вимог ДСТУ Б А.2.2-7:2010 «Розділ інженерно-технічних заходів цивільного захисту у складі проектної документації об'єктів» на проектуваних об'єктах заглиблені в землю інженерні приміщення (підвальні, цокольні, технічні поверхи) можуть бути використані як захисні споруди (приміщення) подвійного призначення. Тобто, в нормальних умовах вони виконують технічні, господарські функції, а під час виникнення НС можуть бути переобладнані для захисту людей. Обов'язковою вимогою до них є можливість герметизації приміщень (ізоляція від навколишнього середовища).

Місткість захисної споруди повинна забезпечувати укриття максимальної чисельності людей, що будуть перебувати на проектованому об'єкті під час експлуатації. Вона визначається сумарною площею місць для сидіння і лежання людей, що перебувають в захисному приміщенні, відповідно до нормативів для однієї особи.

4.1. Розрахунок місткості захисних приміщень у спорудах

1. Розрахунок площі основних і допоміжних приміщень:

$$S_{\text{заг.осн}} = \sum_{i=1}^N S_i = 29,39 + 16,96 + 6,08 + 14,39 + 15,68 + 27,35 + 39,52 + 128,24 + 12,56 = 290,17 \text{ м}^2 \quad (6.1)$$

де: N – кількість основних приміщень;

S_i - площа і-того приміщення.

Загальна площа всіх приміщень в зоні герметизації:

$$S_{\text{заг.всїх}} = S_{\text{заг.осн}} + \sum_{j=1}^M S_j = 290,17 + 44,1 = 334,27 \text{ м}^2; \quad (6.2)$$

де: M – кількість допоміжних приміщень;

S_j - площа j-того допоміжного приміщення в зоні герметизації.

Місткість сховища за площею:

$$M_s = \frac{S_{\text{заг.осн}}}{0,4} = \frac{290,17}{0,4} = 725 \text{ особи} \quad (6.3)$$

де 0,4 – площа підлоги на людину при триярусному розміщенні ліжок, м^2 .

2. Визначення місткості сховища за об'ємом всіх приміщень в зоні герметизації:

$$M_v = \frac{S_{\text{заг.всїх}} \cdot h}{1,5} = \frac{334,27 \cdot 3,25}{1,5} = 724 \text{ особи} \quad (6.4)$$

де: h – висота приміщення, м; 1,5 – норма об'єму на особу, м^3 .

За результатами розрахунку вибираємо місткість сховища, порівнюючи M_s та M_v , та вибираючи менше з двох значень. Отже, фактична місткість:

$$M_{\phi} = M_v = 724 \text{ особи} \quad (6.5)$$

3. Визначаємо коефіцієнт місткості.

$$K_m = \frac{M_\phi}{N} = \frac{724}{1380} = 0,52 \quad (6.6)$$

Коефіцієнт місткості набагато менший за 1. Це значить, що кількості місць для розміщення людей не достатньо. Підвальні приміщення можуть вмістити лише половину від максимальної кількості людей в споруді. Тому, для забезпечення укриття людей на випадок НС використовуємо також і перший поверх, зовнішні стіни якого зведені з цегли. Проводимо розрахунок ще раз, з урахуванням приміщень першого поверху.

Розрахунок площі основних і допоміжних приміщень:

$$S_{\text{заг.осн}} = \sum_{i=1}^N S_i = 290,17 + 361,51 = 651,68 \text{ м}^2 \quad (6.7)$$

Загальна площа всіх приміщень в зоні герметизації:

$$S_{\text{заг.всіх}} = S_{\text{заг.осн}} + \sum_{j=1}^M S_j = 334,27 + 499,28 = 833,55 \text{ м}^2; \quad (6.8)$$

Місткість сховища за площею:

$$M_s = \frac{S_{\text{заг.осн}}}{0,4} = \frac{290,17}{0,4} + \frac{361,51}{0,5} = 1448 \text{ осіб} \quad (6.9)$$

де 0,5 – площа підлоги на людину при двоярусному розміщенні ліжок, м^2 .

Визначення місткості сховища за об'ємом всіх приміщень в зоні герметизації:

$$M_v = \frac{S_{\text{заг.всіх}} \cdot h}{1,5} = \frac{334,27 \cdot 3,25}{1,5} + \frac{499,28 \cdot 2,5}{1,5} = 1556 \text{ осіб} \quad (6.10)$$

Фактична місткість сховища

$$M_\phi = M_s = 1448 \text{ осіб} \quad (6.11)$$

Визначаємо коефіцієнт місткості.

$$K_m = \frac{M_\phi}{N} = \frac{1448}{1380} = 1,05 \quad (6.12)$$

Коефіцієнт місткості сховища більший за 1. Це означає, що місць достатньо для максимальної кількості людей, яка може бути у споруді. Потрібно також зазначити, що для пристосування приміщень першого поверху під сховище потрібно забезпечити його герметизацію. Сховище з пристосованих приміщень

підвального та першого поверхів споруди можна віднести до вбудованих захисних споруд середньої місткості, збудованих завчасно.

5. Оцінка захисних властивостей захисних споруд (приміщень) від радіоактивного ураження

Визначення коефіцієнту послаблення дози опромінення сховищем. Коефіцієнт захисту (ослаблення) за радіоактивним випромінюванням K_z (Косл.) показує в скільки разів рівень радіації у захисній споруді менший, ніж ззовні. Він залежить від шару і властивостей матеріалу, що вкриває захисну споруду.

Здатність будівельного матеріалу ослаблювати потік радіоактивних випромінювань характеризується товщиною шару половинного послаблення матеріалу - тобто такого, що зменшує інтенсивність радіоактивних випромінювань у два рази.

Коефіцієнт послаблення визначаємо окремо для підвального та першого поверху. Для підвального поверху:

$$K_{\text{посл.розр}} = K_p \cdot 2^{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{d_i}} = 8 \cdot 2^{\frac{20}{5,7} + \frac{4 \cdot 2,2}{13} + \frac{2,2}{13} + \frac{1,5 \cdot 1,9}{13} + \frac{40,04}{13}} = 8 \cdot 2^{4,67} = 203,7 \quad (6.13)$$

де: h_i – товщина i -го захисного шару сховища;

K_p – коефіцієнт, що враховує умови розміщення сховища;

d – товщина шару половинного послаблення i -того захисного шару.

В даних формулах:

-5,7см, 8,7см, 13см – товщина шару половинного послаблення радіації відповідно для бетону, цегляного муру та води;

-20см, 4см, 4см, 1см, 1,5см – товщина відповідно плити перекриття, звукоізоляції, стяжки, клейового розчину та керамічної плитки відповідно;

-2,2т/м³, 1,9т/м³, 0,042т/м³ - густина відповідно бетону плити та стяжки та клейового розчину, плитки керамічної та звукоізоляційного матеріалу;

Для першого поверху:

$$K_{\text{посл.розр}} = K_p \cdot 2^{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{d_i}} = 4 \cdot 2^{\frac{25}{5,7} + \frac{25}{8,7} + 2 \cdot \frac{2,2}{13} + \frac{100,015}{13}} = 4 \cdot 2^{7,65} = 803,4 \quad (6.14)$$

-5,7см, 8,7см, 13см – товщина шару половинного послаблення радіації відповідно для бетону, цегляного муру та води;

-25см, 1см, 10см – товщина бетонної стіни, утеплювача, цегляного муру, зовнішнього та внутрішнього оштукатурення;

-2,2 т/м³, 0,015 т/м³ - густина штукатурки та утеплювача.

Згідно класифікації сховищ за ступенем послаблення дії радіації розрізняють 4 класи: найнижчий (4-й) послаблює дію радіації в 1000 разів, тому якщо при розрахунку $K_{\text{посл.розр}} < 1000$, необхідно додати потрібну кількість шарів захисних матеріалів для досягнення мінімального значення коефіцієнту послаблення.

Згідно з розрахунком приміщення першого та підвального поверхів не можуть забезпечити відповідного захисту для людей. Це пояснюється тим, що проектується не спеціальна захисна споруда, а проводиться аналіз захисної здатності споруд подвійного призначення, зокрема приміщень підвального та першого поверхів. Тому в даних приміщеннях на випадок радіаційної небезпеки мають бути передбачені засоби індивідуального захисту(протигази, респіратори, костюми хімзахисту). Також за результатами розрахунку коефіцієнт для приміщень першого поверху більший, оскільки стінове огороження першого поверху більше, ніж товщина перекриття підвального поверху.

Висновки

Забезпечення безпеки в надзвичайних ситуаціях є одним з найбільш відповідальних завдань для конструкторів та будівельників. Для даної споруди є ряд несприятливих чинників, від яких вона може захистити людей. Так, прийнято найбільш вдалі рішення для забезпечення тримальної здатності, просторової стійкості та жорсткості, прийняті заходи для створення комфортних умов для відвідувачів. Передбачено шляхи евакуації на випадок НС, а також приміщення, які можуть бути використані, як сховища за наявності в них засобів індивідуального захисту.

ЕКОЛОГІЯ

Вплив будівництва на довкілля

Під час будівельно-монтажних робіт значними джерелами забруднення атмосферного повітря є: • вихлопні гази автотранспортних засобів та іншої будівельної техніки з двигунами внутрішнього згоряння; • розпилення цементу, вапняку, фарбових аерозолів тощо; • спалювання відходів та залишків будівельних матеріалів. Для широкого використання прогресивного гідро механізованого способу виконання будівельно-монтажних робіт потрібно 10 м³ води на 1 м³ ґрунту. Багато води йде на закріплення та ущільнення ґрунту під час будівельних робіт. Будівництво є важливим фактором забруднення поверхневих вод. У першу чергу це відбувається у тих випадках, коли стічні води з будівельних майданчиків надходять у неочищеному стані у водойми. Основними джерелами забруднення підземних вод є також будівельні майданчики, склади будівельних матеріалів та фільтрат від звалищ будівельно гота побутового сміття. У процесі будівельної діяльності ґрунти забруднюються будівельними відходами, цементом, вапном, фарбами, нафтопродуктами, важкими металами та іншими токсичними речовинами. Основними джерелами забруднення ґрунтів є звалища будівельних матеріалів, будівельні матеріали у момент їх транспортування та збереження. Будівельна ерозія сприяє розвитку промоїн, ритвин, яруг та інших негативних форм рельєфу, знищує рослинний покрив, сприяє замулюванню водойм та пошкодженню міграційних шляхів. Землі сільськогосподарського призначення назавжди порушуються уразі їх відчуження для будівництва промислових об'єктів, міст, селищ, прокладання доріг, ліній зв'язку та електропередач, під час відкритих розробок родовищ природних будівельних матеріалів. За даними ООН у світі тільки під час будівництва міст транспортних шляхів щорічно втрачається 300 тис. га орних земель. Особливу групу антропогенних впливів, пов'язаних із будівництвом, викликають аеродинамічні порушення, збурення, температурні впливи тощо. Під час будівництва високи будівель і споруд аеродинамічні характеристики будівельного майданчика різко змінюються. Утворюються вихороподібні атмосферні потоки величезної сили, які спроможні у деяких випадках пошкоджувати скляні конструкції, обмурівку будівлі тощо. На прилеглих до будівельних споруд територіях у зимовий період утворюються значні снігові заноси, які здатні створювати дискомфортні умови для пішоходів. Чим вищі наземні будівельні споруди, тим менш вони обтічні, і тим більш несприятливий режим аерації та вищі наземні концентрації забруднювальних речовин.

2. Заходи боротьби зі шкідливим впливом будівельного комплексу на довкілля.

На підприємствах промисловості будівельних матеріалів у разі невеликих об'ємів газів, які необхідно очищувати, раціональним є термічне знешкодження їх прямим спалюванням в автономних топках. Методи каталітичного окиснення доцільно застосовувати під час очищення порівняно невеликих об'ємів газів і невисокого вмісту в них токсичних інгредієнтів після ретельного очищення від пилу та смол. На підприємствах мінеральних виробів, викиди яких містять значну кількість оксиду вуглецю та сірчистогоан гідриду, доцільно застосовувати нейтралізацію оксиду вуглецю шляхом високотемпературного спалювання у полум'ї газових горілок, а обезпилення та очищення від сірчистого ангідриду – шляхом подавання 5-10% розчину кальцинованої соди у дрібно розпиленому вигляді. Методи високотемпературного спалювання газів у спеціальних печах дають перевагу у разі очищення газів із високим вмістом у містомуних баласту, а також мінеральних домішок. Застосування вогневого методу зневоднення промислових викидів дістало розповсюдження у виробництві червоної цегли. У промисловості будівельних матеріалів поширені такі види очищення викидів, як механічна фільтрація вентиляційних викидів, очищення викидів від оксиду вуглецю способом аеродинамічного пиловидалення та очищення пилових викидів тощо. Екологічні технології у будівництві. На сьогоднішній день промисловими виробниками представлено досить багато технологічних рішень, що здатні забезпечити підвищення енергетичної ефективності житлових будинків, це: • теплоізоляція фасадів; • використання легких бетоніві “пінобетонів”; • удосконалення віконних конструкцій – “євровікна”; • системи вентиляції зрекуперацією тепла; • широко корпусні конструкції будівель; • системи розумного використання та регулювання тепла і води тощо. Всі ці рішення певною мірою відомі спеціалістам і вже зараз активно впроваджуються у практику будівництва. Головним фактором, що гальмує впровадження енерго ефективних технологічних рішень є відсутність скоординованої і цілеспрямованої державної політики. Важливим і першочерговим завданням є формування нормативної бази, спрямованої на довгострокову перспективу, також створення системи економічних стимулів, що заохочуватимуть впровадження енерго ефективних технологій – податкові пільги, субсидії, гранти на проведення науково-дослідних робіт і створення зон енергетичної ефективності. Серйозних зусиль потребує створення професійної бази, що надаватиме послуги енерго сервісу. Це означає, що енергетичні компанії повинні перетворювати комунальні ресурси (електроенергію, тепло, воду) в “комфортні параметри” для мешканців будинку (температуру і вологість повітря в приміщеннях, температуру і

тиск води в трубопроводі, безперебійність електропостачання). Важливу роль має зіграти держава у ліквідації безграмотності населення із питань енергозбереження, починаючи з дитячих садків та шкіл і закінчуючи підготовкою та перепідготовкою кадрів у професійних навчальних закладах. Також необхідним є сприяння держави в поширенні “передового досвіду” інших держав та компаній у сфері енергоефективності. Серед найбільш “енергетично ефективних” держав слід виділити Великобританію та Канаду, вони займають перші місця в світі за поширення концепції зелених технологій. Високий рівень екологічної освіти, а також активність людей у боротьбі за поліпшення стану навколишнього середовища, а також турбота про наступні покоління дають стимул і підґрунтя до поширення зелених технологій. Зараз у Великій Британії активно ведеться будівля нових житлових масивів, де кожна новобудова є прикладом “зеленого офісу”. Уряд Великобританії визначив: “До 2016 року всі споруджені у Об’єднаному Королівстві будинки повинні бути екологічно збалансованими, дотого жупрактично неутворююч викидів CO₂ в атмосферу”, крім цього звернули увагу на обов’язковість відповідності стандартам електрозбереження. Використання енергозберігальних технологій і технічних засобів є обов’язковим не лише для нових будівель, а й для старих. Десятирічний план впровадження нових будівельних стандартів із чіткою екологічною спрямованістю створює необхідну для бізнесу визначеність, сприяє поширенню інновацій на ринку та зниженню вартості технологій. Уряд Об’єднаного Королівства розробив план дій, згідно з яким до 2016 року буде виконано всі положення Будівельного Кодексу. За оцінюванням фахівців, реалізація пропонованого урядом плану сприятиме скороченню викидів CO₂ на 5-7 млн тону 2020 році. Загалом від 2007 до 2050 року кількість вуглецевих викидів завдяки цій програмі і буде зменшено на 127-136 тис. тонн на рік. Для того, щоб сприяти поширенню нової програми, уряд планує звільнити власників будинків із нульовим викидом вуглекислого газу від податку на продаж майна.

ВИСНОВКИ

Для даного проекту було розраховано монолітний залізобетонний каркас, а саме: буронабивні палі-стійки, ростверк, колону та плиту перекриття. Для розрахунку були використані діючі будівельні норми, такі як ДБН та ДСТУ, а також опрацьована цільова література. Розрахунок плити та колони виконаний за допомогою ЕОМ, ростверк та паля порашовані ручним розрахунком. Також в будівлі передбачене економічне і легке покриття з титан-цинкових листів.

Також порашовано вартість зведення торгово-розважального комплексу та час, за який воно буде виконане. В процесі будівництва не порушено архітектурного рисунку села Петрики, оскільки перший та другий поверхи даної будівлі стилізовані під фасади існуючих будівель з використанням декоративних елементів з пінополістиролу.

Результати проведеної роботи можна використати не лише для спорудження даного об'єкту, а й для аналогічних проектів будівництва в умовах обмежених площ, що на даний момент досить актуально як для Петриків, так і для інших міст України і світу. Також можна використати проведені розрахунки як приклад для наступних проектів.

Нововведені конструкції вважаю найбільш доцільними, вони дозволяють добитися будь-яких архітектурних форм, зведення їх не потребує наявності на майданчику кранів великої вантажопідйомності, що доцільно при обмеженій площі забудови. Також елементи металевих ферм є уніфікованими, а конструкція покриття є практичним нововведенням, оскільки є досить легкою та не потребує подальшої обробки та догляду. Також монолітні конструкції мають перевагу перед збірними, оскільки не є уніфікованими.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.2.2-9-2009 «Громадські будинки і споруди».
2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування».
3. ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення»
4. ДБН В.2.6-162:2010 «Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення».
5. Технологія будівельного виробництва: Курс лекцій для студентів інженерно – будівельного профілю/Укл.: Я.Й. Коцій, к.т.н., доц.; І.Г. Іваник, к.т.н., доц.; С.І. Віхоть, м.н.с. – Львів: Видавництво «Львівської політехніки» 2006.-94с.
6. ДБН Д.1.1-2000 «Правила визначення вартості будівництва»
7. ДБН В.2.6-31:2006 «Теплова ізоляція будівель».
8. ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи».
9. СНиП «Строительная климатология и геофизика».
10. ДБН В.1.1-12:2006 «Будівництво в сейсмічних районах України».
11. «Металлические конструкции. Общий курс: Ученик для вузов.» Е. И. Беленя. М.: Стройиздат, 1986.
12. Металеві конструкції/ За ред. Ф.Є. Клименка: Підручник.-2-ге видання, випр. і доп. – Львів: Світ, 2002. – 312с.: 320іл.
13. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. «Железобетонные конструкции», 1985 р., Москва-Стройиздат.
14. А.Я. Барашиков «Залізобетонні конструкції», Київ 1995.
15. СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции».
16. М.В. Берлинов «Основания и фундаменты», Москва-1988.
- 17.
- 18.
19. Л.Н. Шутенко, А.Д. Гильман «Основания и фундаменты. Курсовое и дипломное проектирование». Киев-1989.

20. ДНАОП 6.1.00-2.08-85 «Монтаж металевих і збірних залізобетонних конструкцій. Вимоги безпеки».
21. СНиП 3.03.01-87 «Несущие и ограждающие конструкции».
22. СНиП 3.04.01 «Изоляционные и отделочные покрытия»
23. СНиП II-26-76 (1979) «Кровли».
24. СНиП III-4-80* «Техника безопасности в строительстве».
25. Каталог проектів інвентарних будівель для будівельно-монтажних організацій. Москва 1983.
26. ДБН А.3.1-5-96. «Організація будівельного виробництва».
27. ДБН А.2.2-3-2004 «Проектування. Склад, порядок розроблення, погодження та затвердження проектної документації для будівництва».
28. СНиП 1.04.03-85, а також зміни №4 «Нормы продолжительности строительства и задела в строительстве предприятий, зданий и сооружений».
29. ДБН В.1.1-7-2002 «Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва».
30. Закон України „Про пожежну безпеку”.
31. НАПБ А.01.001-2004 Правила пожежної безпеки в Україні.
32. ДСТУ Б А.2.2-7:2010 «Розділ інженерно-технічних заходів цивільного захисту (цивільної оборони) у складі проектної документації об'єктів.»
33. Стасюк М.І. Залізобетонні конструкції. Ч.1. Основи розрахунку залізобетонних конструкцій за граничними станами: Навч. Посібник. – К.: ІЗМН, 1997. – 272с.