

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: Будівельних конструкцій

РОЗРАХУНКОВО-ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА ДО МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ

ОС « МАГІСТР»

На тему: 80 квартирний житловий будинок в м.Ніжин

Галузь знань : 19 "Архітектура та будівництво"
Спеціальність : 192 "Будівництво та цивільна інженерія"

Виконала: *студентка 2м курсу
Бережна Галина Олександрівна*

Керівник : *к.т.н. доц. Срібняк Наталія Миколаївна*

Завідувач кафедри: *к.т.н., доцент Душин Владислав Вікторович*

СУМИ 2021

Анотація

Бережна Г.О. 80 квартирний житловий будинок в м. Ніжин –
Кваліфікаційна робота магістра на правах рукопису.

Кваліфікаційна робота магістра за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія». – Сумський національний аграрний університет, Суми, 2021.

Робота складається *вступу* та трьох розділів: *архітектурно-будівельного, дослідницько-розрахункового, технологічно-організаційного.*

У **вступі** до роботи наведено огляд конструктивних вирішень та переваг обґрунтовано переваги таких сучасних та ергономічних покриттів як плити-структури. Сформульовано **мету, задачі, об'єкт та предмет дослідження, методи наукового дослідження.**

Архітектурно-будівельний розділ: розроблені архітектурне, об'ємно-планувальне і конструктивне рішення будівлі.

Дослідницько-розрахунковий розділ: обґрунтовано актуальність теми досліджень, висвітлено деякі дослідження щодо роботи так конструювання пальових фундаментів. Сформульовано назву теми дослідження, його мету, задачі, об'єкт та предмет дослідження, методи дослідження, а також його практичні результати. Виконано статичний розрахунок та порівняння трьох можливих в проекті типів фундаментів – із забивних паль, із буронабивних паль та фундаменту у вигляді стрічкової плити.

Виконано розрахунок монолітного пілону по осі «Д».

Технологічно-організаційний розділ: наведено відомості щодо підготовки об'єкту будівництва та розроблено технологічну карту влаштування забивних паль.

Список публікацій та/або виступів на конференціях студента:

Бережна Г.О., Срібняк Н.М. Особливості кінцевоелементного моделювання з'єднання «плита-колона» /Матеріали Всеукраїнській студентській науковій конференції, присвяченої Міжнародному дню студента

(15-19 листопада 2021 р.).– Суми, 2021. С.157

Бережна Г.О., Срібняк Н.М., Івченко В.Д., Циганенко Л.А., Галушка С.А.
Визначення хімічного складу глинистої сировини та керамічних виробів
/Матеріали НПК викладачів, аспірантів та студентів Сумського НАУ (19-23
квітня 2021 р.) – Суми, 2021. С.125

ЗМІСТ

Завдання.....	2
Анотація.....	4
ВСТУП.....	8
РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИЙ.....	10
1.1. Ситуаційний план.....	11
1.2. Об'ємно-планувальне рішення.....	11
1.2.1 Загальні рішення по проекту житлового будинку. Особливості архітектурно-художнього вирішення фасадів та планувальних рішень будинку, що запроектовано.....	12
1.2.2 Рішення житлової частини будинку, склад та характеристика квартир.....	13
1.3. Архітектурно-конструктивне рішення.....	14
1.4. Інженерні розрахунки.....	20
РОЗДІЛ 2. ДОСЛІДНИЦЬКО-РОЗРАХУНКОВИЙ.....	24
2.1. Пункт «Дослідницько-розрахунковий».....	25
2.1.1 Вступ.....	25
2.1.2 Порівняння варіантів, що прийняті.....	29
2.1.2.1 Розрахунок першого варіанту фундаментів: забивні палі.....	30
2.1.2.2 Розрахунок другого варіанту фундаментів: буронабивні палі Ø 600 мм.....	41
2.1.3 Розрахунок осідання варіанту фундаментів, що прийнято до розрахунку.....	64
2.2. Пункт «Розрахунково-конструктивний».....	67
2.2.1. Вихідні дані.....	67
2.2.2 Навантаження.....	67
2.2.3 Статичний розрахунок пілона.....	70
2.2.4 Конструювання пілону.....	76
РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ.....	79
3.1. Підготовка об'єкта будівництва.....	80

3.2. Технологія виконання будівельних процесів–розроблення технологічної карти на організацію робіт із улаштування забивних пальь.....	81
3.2.1 Область застосування технологічної карти.....	81
3.2.2. Визначення складу та об’ємів будівельно-монтажних робіт.....	81
3.2.3 Потреба в матеріально-технічних ресурсах.....	82
3.2.4 Вказівки до виконання робіт.....	87
3.2.5 Вказівки з техніки безпеки.....	88
3.2.6 Технічні вимоги та контроль якості процесу.....	91
Список використаних джерел.....	93
Додатки.....	95

Вступ

Сучасні технології будівництва багатоповерхових будинків дозволяють розділити все різноманіття будинків на три основних види: цегельні, монолітні і панельні. Від вибору тієї чи іншої технології залежать термін служби і якість будівлі.

Важлива особливість більшості монолітних будинків - то, що в квартирах є тільки несучі стіни, а вже якої площі і конфігурації будуть приміщення і скільки їх буде, вирішує покупець

Суто монолітний будинок явище досить рідкісне. Тому немає сенсу зупинятися на цьому, без сумніву відмінному методі будівництва і самому типі матеріалу. Набагато частіше зустрічаються будинки монолітно-цегляні.

Основний принцип такого будівництва полягає в тому, що несе скелет будівлі зроблений з бетону, він створює міцний, жорсткий каркас з різними видами огорожувальних конструкцій. А ось вже зовнішні стіни викладаються вже з цегли з шаром теплоізоляційного матеріалу. Плюсів тут багато. Один з них - довговічність. За різними оцінками – до 100 і більше років. «Природно, ці твердження можна ставити під сумнів, оскільки, будемо відверті, в зв'язку з кризою ряд забудовників могли перейти на більш дешеві матеріали і спростити технологію. Якщо подібне має місце, то будівництво будинку за технологією монолітного вже не може бути гарантією якості. У зв'язку з цим на перший план виходять репутація забудовника і створена ним система контролю якості. Оскільки це і тільки це може дати впевненість в тому, що при будівництві використовуються тільки високоякісні матеріали і технології, які пройшли спеціальну перевірку

Ще однією перевагою монолітних будинків є їх індивідуальність. Кожен будинок має свій проект, він своєрідний і неповторний. Монолітні будинки - це ексклюзив, тому їх зазвичай будують в особливо привабливих місцях міста. Важливою особливістю є те, що в квартирах більшості здаються монолітних будинків є тільки несучі стіни, а вже якої площі і конфігурації будуть приміщення і скільки їх буде, вирішує покупець. У цих будинках можна

робити вільне планування і втілювати свої ідеї та бачення житла. Крім того, при створенні фасадів і самі архітектори, і будівельники володіють більшою свободою вибору форм і матеріалів. Як правило, зовнішні стіни облицьовують цеглою або стіновими блоками з прокладкою декількох шарів спеціального утеплювача. В результаті рівень теплоізоляції і шумозахисту підвищується приблизно на 20-40%.

Дуже важливо з точки зору енергоефективності будівлі те, що стіни, виконані за монолітною технологією, практично не мають швів. Відповідно, не виникає проблем із стиками і їх герметизацією, а проблема повітрообміну вирішується установкою спеціальних клапанів в металопластикових вікнах. До недоліків монолітного домобудівництва можна віднести його високу вартість, а також довші терміни будівництва. «Бетон заливають, і певний час він повинен відстоятися, щоб набратися міцності і можна було зводити конструкцію далі. Тільки так можна витримати технологію [19].

РОЗДІЛ 1.
АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1. Ситуаційний план

Ділянка під зведення житлового будинку знаходиться в м. Ніжин в центральній його частині біля супермаркету «Велмарт».

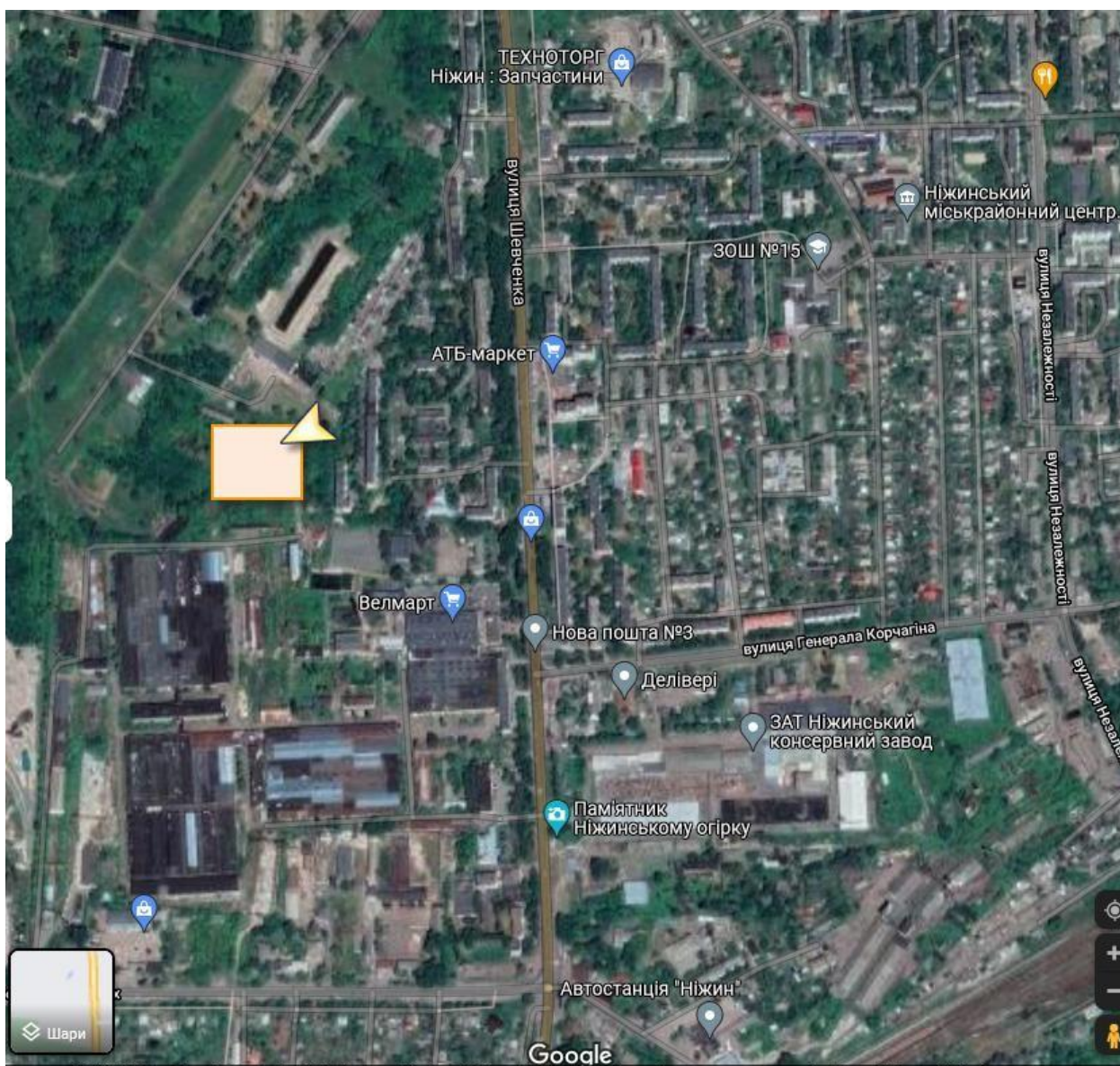


Рис. 1.1 Ситуаційний план ділянки забудови

1.2. Об'ємно-планувальне рішення

За проектом, передбачається забудова житлового масиву в м. Ніжин з коригуванням житлового будинку з вбудованими не житловими (офісними) приміщеннями.

На згаданій ділянці проектом передбачено будівництво багатоповерхового одnoseкційного житлового будинку з вбудованими не житловими (офісними) приміщеннями. Таке рішення було прийняте по

естетичним міркуванням формування об'ємно-просторової композиції комплексу з урахуванням інсоляції жилих приміщень будинку, що запроектовано, і приміщень в будинках оточуючої забудови.

1.2.1 Загальні рішення по проекту житлового будинку. Особливості архітектурно-художнього вирішення фасадів та планувальних рішень будинку, що запроектовано.

Будинок запроектовано односекційним, прямокутної форми, габаритні розміри будинку в плані становитимуть 22,5х26 м.

Повна максимальна висота будівлі над рівнем тротуару становить 58 м.

За відмітку +0,000 прийнято рівень «чистої» підлоги першого (не житлового) поверху будинку.

Щодо об'ємно-просторової структури: будинок має так звану «сходову» структуру з композиційними поступовим звуженням об'ємів знизу доверху. В місцях зменшення об'ємів будинку по висоті розташовуються декілька відкритих терас, які входять до квартир, що мають на них безпосередній вихід.

Основними акцентами цієї «сходової» композиції будинку в цілому є вигнута поверхня на куполі та два засклених еркери з головного та дворового фасадів в чотирикімнатних дворових квартирах.

За своєю формою та художньою виразністю ці еркери нагадують елементи вінчання.

Структура фасадів запроектованого будинку відрізняється від композиційних рішень існуючої прилеглої забудови майже повною відсутністю балконів або лоджій, їх розміщення носить локальний характер лише в декількох місцях над виступаючими з стіни еркерами. Вхід в житлову частину будинку розташовано зі сторони двору.

У вхідному в житлову частину вестибулі передбачені приміщення для чергового вахтера у необхідному розмірі.

На першому та цокольному поверсі будинку розташовані не житлові (офісні) приміщення.

Будинок запроектовано в складі груп приміщень:

- житлова частина, яка складається з багатоповерхової секції житлових квартир та приміщень вхідної групи;
- не житлові (офісні) приміщення в першому та цокольному поверсі загальною площею 417,32 м²;
- технічні та допоміжні приміщення – в цокольному поверсі та підземної частини сходово-ліфтових шахт.

1.2.2 Рішення житлової частини будинку, склад та характеристика квартир

У житловому будинку, що проектується, передбачено влаштування 80 квартир. Житлова частина розміщена над офісними приміщеннями будинку.

На кожному типовому жилу поверсі розташовано по 4 квартири.

Висота житлових поверхів становить 3,0 м.

Таблиця 1.1 Склад та характеристики квартир:

Тип квартир	Кількість в будинку	Всього площа	
		Загальна площа	Житлова площа
2-кімн.	48	69,26	36,30
3-кімн.	32	103,89	54,45
Разом	80	6649,04	3485,40

Кількість поверхів:

- житлових – 16 шт;
- підвал з вбудованими не житловими приміщеннями – 1 шт;
- не житлові вбудовані приміщення – 1 шт;
- горище – 1 шт.

Площа квартир без урахування літніх приміщень – 6198,12 кв. м.

Площа підвалу – 497,07 кв. м

Площа не житлових вбудованих приміщень на I поверсі – 318,32 кв. м

Площа не житлових вбудованих приміщень в підвалі – 99,0 кв. м

Площа забудови – 711,27 кв. м

Будівельний об'єм – 33533,92 м³

1.3. Архітектурно-конструктивне рішення

Несучі конструкції та перекриття житлових будинків запроектовані із застосуванням *монолітного з/б каркасу*. Конструктивна схема будинку – каркасно-монолітна з несучими монолітними залізобетонними елементами стін та монолітним перекриттям. *Фундаменти* забивні палі довжиною 10-11 м. із суцільним ростверком у вигляді плити. *Зовнішні стіни* – самонесучі з поперечною розрізкою – товщиною 450 мм.

Зовнішній шар огорожуючих стін товщиною 120 мм виконується з облицьовуваної цегли з влаштуванням з внутрішнього боку стіни утеплювача із пінополістиролу $\gamma = 25 - 40$ кг/м³ товщиною 160 мм, що відповідає нормативним значенням опору теплопередачі огорожуючих конструкцій для житлових будинків згідно [1].

Внутрішні стіни та перегородки товщиною 250 та 120 мм із цегли, перегородки санвузлів – 120 мм із керамічної цегли за [2]. (ГОСТ 530-80).

Пілон виконані із монолітного залізобетону розмірами в плані 1000 x 300 мм.

Перекриття будівлі виконані із монолітного залізобетону – товщиною 200 мм. По плитам перекриття вкладаються підлоги, в складі (згори до низу):

- цементно - піщана стяжка М200 – 40 мм;
- один шар толю марки ТГ350;
- керамзитовий гравій – 40 мм;

Покриття:

- пригрузовий шар із щебня фракції 5 – 25 – 40 мм;
- роздільний шар із руберойду підкладочного марки РПП – 300
- водоізоляційний шар – 1 шар армогідробутила АК1 ТУ 21 – 27 – 96 – 82 на підкладці із пергаміну ПП – 300 .

- підстилаючий шар – вирівнювання піском по основі із цементно-піщаної стяжки М100 – 45 мм;
- керамзитовий гравій;
- шар руберойду підкладочного із посипкою марки РПП – 3005 на гарячій бітумній мастиці марки МБК – Г – 55 .
- вирівнююча стяжка із цементно - піщаного розчину марки 50–15 мм;
- монолітне з/б покриття – 200 мм.

Багатоповерхова будівля складається із вертикальних несучих елементів (пілони, коротких та довгих стін), які працюють на стиск, і елементів перекриття, які працюють на згин. Цим забезпечується жорсткість вузлів, які є відповідальною частиною багатоповерхової монолітної рами.

Монолітні вертикальні та горизонтальні несучі конструкції будівлі забезпечено армуванням. Для цього, передбачені зварні каркаси та сітки із арматури А400 і А300, використовуються також в'язані каркаси та сітки. Рамні вузли в зоні перетину перекриття з пілоном армують додатковими стрижнями діаметром 8...10 мм класу А240С з кроком 100 мм та підсиленою поперечною арматурою на ділянках перекриття, що примикають, та пілонів з кроком удвічі меншим, ніж це передбачає розрахунок на статичні навантаження, але не більше 100 мм. Поздовжні арматурні стрижні стояків нижніх поверхів випускають над рівнем перекриттів для влаштування в'язаних стиків із арматурними стрижнями стояків верхніх поверхів.

Капітальні стіни сходових кліток і ліфтових шахт, виготовляють із монолітного залізобетону, вони несуть вертикальні навантаження, сприймають зусилля від горизонтальних вітрових сил та забезпечують просторову жорсткість будинку.

Сходи запроектовано із залізобетонних збірних маршів з напівплощадками. Ширина кожного маршу 1200 мм, площадки – 1200 мм.

Сходи в будинку монтують із збірних залізобетонних площадок і маршів,

виготовлених для висоти поверху 3,0 м. Несучі поверхові та міжповерхові площадки, спираються на столики із металевих кутиків, які приварюють до металевих закладних деталей, виготовлених із нержавіючих сталей, замонолічених в стінах на визначених рівнях.

Просторова жорсткість житлового будинку з повним безригельним каркасом забезпечується монолітним з'єднанням залізобетонних перекриттів, що виконують роль горизонтальних діафрагм, з вертикальними несучими опорами залізобетонного каркаса (пілонами й короткими стінами) та з жорсткими стіновими просторовими структурами сходово-ліфтових вузлів.

Для формування всього монолітного залізобетонного каркасу будівлі було використано опалубкову систему німецьких фірм "PERI" та "PASCHAL". Установка опалубки, монтаж арматури та бетонування кожного поверху виконувались протягом одного тижня. Задану марочну міцність бетон набирає протягом 28 днів. Тому впродовж цього періоду телескопічні металеві стійки, які підтримують монтажні головні дерев'яні балки опалубки, демонтувались частково. Телескопічні металеві стійки підтримуються з допомогою триніг і розташуванням із кроком 3 – 4 м. Розбірно – переставна рамно-щитова опалубка "PERI" виготовляється із прокатних та гнутих металевих профілів та металевих листів товщиною 2...3 мм. Вона дозволяє бетонувати як вертикальні, так і горизонтальні конструкції (пілони, стіни, перекриття). До інвентарних комплектів опалубки входять: крупні та дрібні за розмірами щити, кутові та рядові добірні вставки, металеві елементи із замкнутих профілів для збірних рам (сталеві – червоного кольору, алюмінієві – жовтого), вирівнюючі ригелі та випрямляючі замки, адаптери й торцеві анкери, кронштейни риштувань та платформи для бетонування. Ребра по контуру жорстких рам мають спеціальні отвори, обладнанні міцними пластмасовими втулками, для кріплення підкосів жорсткості та кронштейнів риштувань. Для полегшення переміщення при монтажі щити опалубки та збірні елементи рам мають отвори для безпечного зачеплення транспортних строп.

Для бетонування коротких стін, які разом із пілонами є несучими елементами монолітного каркасу, використовуються опалубні комплекти PERI TRIO, які мають розміри щитів: довжина – 2700 мм, ширина – 2400, 1200, 900, 600, 300 мм. Вони витримують тиск свіжого бетону до 100 кН/м².

Для бетонування стін підвалів і монолітних фундаментів використовують розбірно-переставну опалубку PERI DOMINO, яка складається із сталевих та алюмінієвих рам шириною 1000, 750, 500 і 250 мм.

Фасад будівлі оздоблений зовнішньою штукатуркою, яка складається із клейової основи, армованої сіткою зі скловолкна, ґрунтовки, декоративної штукатурки і захисного пофарбування, має товщину 7...25 мм.

Клас відповідальності – II.

Приміщення тепло пункту має категорію “Д” по вибухопожежобезпеці.

Вбудовані приміщення (1 поверх) – категорію “В”.

Заповнення прорізів, внутрішнє оздоблення та обладнання приміщень:

Внутрішні двері:

- вхідні на сходи – стандартні дерев'яні, засклені армованим склом;
- вхідні в квартири – металеві підсилені, вогнестійкі;
- внутрішньоквартирні – стандартні дерев'яні;
- вхідні в загальні службові приміщення – стандартні дерев'яні;
- вхідні в загальні службові приміщення – стандартні дерев'яні;
- вхідні в ліфтові холи, машинне приміщення ліфтів, електрощитову, венткамери, технічні приміщення – протипожежні.

Зовнішні двері:

- вхідні в житлову частину будинку, офіси – з металопластику, засклені двокамерними склопакетами;
- балконні в житлових квартирах – металопластикові з двокамерним склопакетом;
- вхідні в підвал, сміттекамери – спеціальні металеві;
- ворота автопаркінгу – металеві з утеплювачем;

- виходи на покрівлю - протипожежні.

Зовнішні вікна

- житлових приміщень, офісних – металопластикові з двокамерним склопакетом.

Підлога, внутрішнє оздоблення та обладнання приміщень.

Внутрішнє оздоблення та обладнання житлових та загальнобудинкових приміщень запроектовано стандартним із застосуванням сучасних матеріалів:

Приміщення квартир:

- підлоги – лінолеум полівінілхлоридний на тепло-звукоізоляційній основі в житлових приміщеннях, кухнях, коридорах, холах та керамічна плитка в санвузлах, ванних кімнатах;
- стіни - поліпшена штукатурка з подальшим наклеюванням шпалер в житлових кімнатах; поліпшене вододисперсне пофарбування в кухнях; керамічна плитка в санвузлах, ванних кімнатах, частково в кухнях; вододисперсне пофарбування в коморах.
- стеля – поліпшене вододисперсне пофарбування.

Загальнобудинкові приміщення:

- підлоги - мозаїчний бетон в загальних коридорах, ліфтових холах, технічних приміщеннях та автопаркінгу, керамічна плитка в сміттєзбірнику;
- стіни - вододисперсне пофарбування в загальних коридорах, ліфтових холах, пофарбування олійною фарбою низу стіни на висоту 1,5 м в технічних приміщеннях та автопаркінгу, керамічна плитка в сміттєзбірнику;
- стеля – клейове пофарбування.

Вертикальні зв'язки та сміттєвидалення:

Вертикальний зв'язок між вхідним вестібюлем та житловими поверхами будинку забезпечується загальними сходовими клітками та пасажирськими і з пасажирськими ліфтами. Будинок обладнано двома ліфтами Київського заводу СП "УкрОТИС" ліфт №1 пасажирський г/п 1000 кг, який працює в режимі перевезень пожежних підрозділів та має двері з межею вогнестійкості E160, та ліфт №2 пасажирський г/п 400кг.

Сміттевидалення організоване шляхом влаштування сміттєпроводу, якій розташовано в сходово-ліфтовому вузлі в зоні, що не опалюється. Сміттезбірна камера розташована в зоні входу в житлову частину будинку і мають під'їзд для комунального автотранспорту.

Рішення не житлової частини будинків:

В будинку передбачено розташування груп не житлових приміщень, а саме:

Офісні приміщення.

Проектом передбачено влаштування на першому та другому поверхах будинку блоків не житлових офісних приміщень, що передбачені для реалізації.

Кожне з приміщень являє собою відокремлений блок, який має два виходи безпосередньо на вулицю. В кожному із блоків забезпечене підключення всіх необхідних видів інженерного обладнання, влаштовані санвузли і вхідні тамбури.

Загальнобудинкові службові приміщення: приміщення чергового вахтера (охорони) будинку при вхідному в житлову частину вестибюлі в складі приміщення для чергового та санвузла.

Технічні приміщення (теплопункт, вузол вводу водопроводу, електрощитова, насосна, вентиляційні камери та ін.) – в підвальної частині будинку за рахунок площі паркінгу та підземної частини сходово-ліфтових шахт.

Рішення по фасадам та покрівлі будинку:

Зовнішнє оздоблення фасадів будинку виконується із застосуванням облицьовуваної цегли. Зовнішнє оздоблення елементів – пілонів, балок, фрагментів стін, зовнішніх сходів та площадок – із застосуванням облицьовання штучними плиточними матеріалами, штукатурки з пофарбуванням фасадними фарбами, згідно з паспортом оздоблення фасадів. Покрівля будинку плоска рулонна з внутрішнім водовідведенням.

1.4. Інженерні розрахунки

1.4 Інженерні розрахунки

1.4.1 Теплотехнічний розрахунок перекриття горища

Ділянка будівництва розташована у I температурній зоні [3].

Розрахунок опору теплопередачі огорожуючої конструкції.

Опір теплопередачі R_c , м · С/Вт, огорожуючої конструкції визначається за формулою:

$$R_c = R_g + R_k + R_z, \quad (1)$$

де R_g - опір теплосприйняттю внутрішньої поверхні огорожуючої конструкції

R_k - термічний опір огорожуючої конструкції, м · С/Вт;

R_z - опір тепловіддачі зовнішньої поверхні огорожуючої конструкції, м · С/Вт.

Вихідні дані.

Таблиця 1.2 Параметри клімату району будівництва

Температура зовнішнього повітря, °С		Зона вологості	Температурна зона
Найбільш холодної доби, із забезпеченням	Найбільш холодних п'яти днів, із забезпеченням		
0,98	0,92		
$t_1^{0,98} = -29$	$t_1^{0,92} = -26$	Нормальної вологості	1

Таблиця 1.3 Параметри мікроклімату приміщення

Температура внутрішнього повітря t_e , °С	Вологість внутрішнього повітря φ_e , %
18	55

На рис. 1.2 наведено склад горищного перекриття.

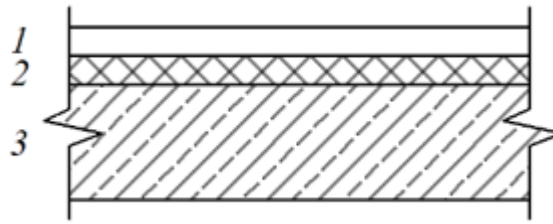


Рис. 1.2 Конструкція горищного перекриття: 1- стяжка; 2-утеплювач;
3-залізобетон

Таблиця 1.4 Склад перекриття горища

№ шару	Назва	Питома вага, γ , кг/м ³	Коефіцієнт теплопровідності, λ , Вт/°С·м ²	Товщина шару, δ , м
1	Стяжка із цементно-піщаного розчину	1800	0,93	0,04
2	Утеплювач-пінополістирольні	-	0,052	x
3	Монолітний залізобетон	-	2,04	0,2

Тоді маємо:

$$\delta_2 = \left(R^{TP} - \frac{1}{\alpha_1} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_3}{\lambda_3} - \frac{1}{\alpha_2} \right) \cdot \lambda_2$$

Оскільки середня зовнішня температура для горища відрізняється від прийнятого в розрахунку D_d , значення необхідного опору теплопередачі перекриття необхідно помножити на коефіцієнт n_t , який розраховується за формулою:

$$n_t = \frac{t_B - t_C}{t_B - t_H}$$

де t_B - розрахункова температура внутрішнього повітря, ° С:

t_n - розрахункова температура зовнішнього повітря (температура повітря найхолоднішої п'ятиденки забезпеченістю 0,98). °C;

t_c - фактична температура у приміщенні, °C;

$$n_t = \frac{21 - 8}{21 - (-39)} = 0,22$$

Тоді необхідний опір теплопередачі:

$$R^{mp} = n_t R_0^{mp}$$

$$R^{mp} = 0,22 \cdot 4,6 = 1,01 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$$

Тоді маємо:

$$\delta_2 = \left(1,01 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,04}{0,93} - \frac{0,2}{2,04} - \frac{1}{23} \right) \cdot 0,052 = 0,0369 \text{ м}$$

Приймаємо товщину утеплювача $\delta_2 = 40 \text{ мм}$.

Обчислимо фактичний опір теплопередачі за формулою:

$$R^{\text{факт}} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,04}{0,93} + \frac{0,04}{0,052} + \frac{0,2}{2,04} + \frac{1}{23} = 1,47 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$$

$$R^{\text{факт}} = 1,47 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт} > R_0^{\text{тп}} = 1,01 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$$

Отже, конструкція горіщного перекриття задовольняє санітарно-гігієнічним вимогам.

Температура внутрішньої поверхні перекриття:

$$t_e = 21 - \frac{0,24 \cdot (21 - (-39))}{1,47 \cdot 8,7} = 19,87 \text{ °C}$$

Температурний перепад між температурою внутрішнього повітря і температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції за формулою

Ва

$$\Delta t_0 = 21 - 19,87 = 1,13 \text{ °C}$$

$$\Delta t_0 = 1,13 \text{ °C} < \Delta t^H = 3 \text{ °C},$$

де Δt^H - нормований температурний перепад між температурою внутрішнього повітря і температурою внутрішньої поверхні, конструкції, що захищає, що приймається за таблицею 5. °C.

Мінімальна температура на всіх ділянках внутрішньої поверхні зовнішніх огорож (τ_b) при розрахункових умовах усередині приміщення ($t_b = 21$ °C и $\phi = 55\%$) повинна бути не меншою за температуру точки роси

$$(t_d): \tau_b = 19,87 \text{ °C} \geq t_d = 11,6 \text{ °C}.$$

РОЗДІЛ 2.
ДОСЛІДНИЦЬКО-РОЗРАХУНКОВИЙ

2.1. Пункт «Дослідницько-розрахунковий»

Порівняння конструктивного вирішення фундаментів різного типу

2.2.1 Вступ

Актуальність теми

Фундаменти є важливим конструктивним елементом будівлі. Ця конструкція розташована найнижче в будівлі та сприймає (несе) навантаження від всіх надземних його частин. Навантаження потім передаються на основу. Зважаючи на те, що фундаменти в будівлі є однією з найважливіших її частин, до них, як і для будь-якої іншої частини будівлі, висуваються вимоги міцності, стійкості, довговічності, технологічності влаштування та економічності.

Пальовий фундамент доцільно застосовувати на ґрунтах, що є доволі пучинистими з глибоким рівнем промерзання та з високим рівнем ґрунтових вод. Також на місцевості із значним ухилом доцільно використовувати пальовий фундамент. Для будівель з вагою від 300 тон забивні палі за надійністю не мають собі рівних. На міцних ґрунтах зведення пальового фундаменту допомагає скоротити об'єм земляних робіт й витрати на матеріали.

Відповідно, й коштує така основа дешевше. Паля, як будь-який інший тип фундаменту, окрім переваг, має й недоліки. Навантаження від будівлі передаються на палі нерівномірно, а отже основа з палей зважаючи на свою конструкцію, не розподіляє рівномірно ці навантаження, а передає їх на ґрунт так само нерівномірно. Тому будинки з блоків, які не мають необхідної жорсткості каркаса, на основних фундаментах не зводять без додаткового посилення.

Серед переваг пальових фундаментів можна відзначити наступні аспекти.

1) Універсальність. Застосовується на всіх видах ґрунтів, окрім скельного. Пальові фундаменти можуть бути запроектовані на рельєфі будь-якої конфігурації.

2) Фундаменти швидко влаштовуються.

3) Невисока їх вартість. Економія становить від **10** до **30 %** (порівняно з іншими фундаментами).

4) Забивні палі характеризуються високою несучою здатністю

5) Довговічність. Термін експлуатації фундаментів при використанні для зведення якісних матеріалів становить, як правило, понад 100 років.

Серед недоліків можна виділити наступні.

1) Сталеві пальово-гвинтові фундаменти кородують.

2) Присутні складнощі з облаштуванням підвалу Складність із облаштуванням підвалу. Якщо теплий підвал будувати окремо, то нівелюється вся економія коштів.

3. Необхідність утеплення цоколя та підлоги.

4. Неможливість влаштування паль впритул до стіни. Це означає, що звести на пальовій основі прибудову до будинку, що вже зведено, важко, а часто, й неможливо.

5. Сильне усідання конструкції та перекіс будівлі трапляються у випадках, коли дослідження ґрунтів здійснено не повністю та проект складено неправильно.

6. Перевірити якість та однорідність ґрунту під кожною палею неможливо. Тому при розрахунку надійності необхідно враховувати відхилення навантажень у несприятливий бік й збільшити коефіцієнт міцності на **0,1 – 0,2**.

Принцип роботи пальового фундаменту досить простий й полягає в наступному: паля проходить слабкі ґрунти та своєю нижньою частиною спирається на надійний ґрунт.

За видом та способом монтажу палі розрізняють:

1. Забивні. Занурюються у землю за допомогою пневматичного молота. Цей вид паль має найбільшу стійкість.

2. Гвинтові. Це сталеві труби з різьбленням на кінці або по всій довжині, які загвинчуються до ґрунту за допомогою механізмів або самостійно (на невелику глибину).

3. Бурунабивні. До свердловин, що попередньо пробурена, вбивається труба, до якої встановлюють арматурний каркас та заливають його бетоном. Якщо ґрунт є щільним, то трубу не використовують.

Стрічковий фундамент є одним із найбільш популярних видів конструкцій [7]. Відрізняється складною та довгою роботою з ґрунтом та великою витратою бетонної суміші.

Мета, задачі, об'єкт та предмет дослідження. Методи дослідження

Метою роботи є вибір за результатами конструктивного розрахунку найбільш ефективного варіанту пальового фундаменту з-поміж можливих.

Задачі, які дозволяють досягти мети:

- ознайомлення з конструктивними особливостями та способом влаштування забивних, бурунабивних та стрічкових фундаментів;
- згідно із вихідними та геологічними умовами будівельного майданчику виконання конструктивних розрахунків пальових фундаментів трьох типів: забивних, бурунабивних та у вигляді монолітної стрічкової плити;
- розрахунок критеріїв, за якими оцінюють ефективність кожного можливо проектного варіанту паль, а саме: обчислення приведених витрат, визначення собівартості, встановлення капітальних вкладень в базу будівництва, підрахунок витрат праці на влаштування того чи іншого типу фундаментів;
- формулювання висновків дослідження;

Об'єкт дослідження – варіанти фундаментів під багатопверховий житловий будинок: фундамент із забивних паль, фундамент із бурунабивних паль, монолітна стрічкова плита під стіни.

Предмет дослідження – конструктивне вирішення варіантів фундаментів, що розраховуються, зведені показники техніко-економічних порівнянь варіантів

Методи дослідження – аналітичний метод розрахунку фундаментів під будівлю.

Апробація результатів магістерської роботи.

Тематика дослідження висвітлена в рамках проведення Всеукраїнській студентській науковій конференції (СНАУ, листопад 2021 р.)

Публікації

Бережна Г.О., Срібняк Н.М. Особливості кінцевоелементного моделювання з'єднання «плита-колона» /Матеріали Всеукраїнській студентській науковій конференції, присвяченої Міжнародному дню студента (15-19 листопада 2021 р.).– Суми, 2021. С.157

Бережна Г.О., Срібняк Н.М., Івченко В.Д., Циганенко Л.А., Галушка С.А. Визначення хімічного складу глинистої сировини та керамічних виробів /Матеріали НПК викладачів, аспірантів та студентів Сумського НАУ (19-23 квітня 2021 р.) – Суми, 2021. С.125

Практичне значення отриманих результатів

Результати роботи дозволяють за зазначеним в задачах дослідження критеріями визначити найбільш ефективний варіант конструктивного рішення фундаментів.

Аналіз публікацій та досліджень, що існують

Дослідження роботи фундаментів у витрамбованих котлованах (ФВК) на вертикальне навантаження та їх розрахунок займалося багато вчених та дослідників [6].

Так, в [6] наведено комплекс експериментальних та теоретичних досліджень, які спрямовано на вивчення закономірностей взаємодії фундаментів у витрамбованих котлованах з ґрунтом основ при дії на фундамент осьового вертикального навантаження, що вдавлює. Було виконано експериментальні дослідження. На основі цих досліджень побудована розрахункова схема та

розроблена методика розрахунку несучої здатності **ФВК** при на вертикальне навантаження для глинистих непросадочних ґрунтів. Запропоновано метод розрахунку таких фундаментів у вигляді комп'ютерної програми «Котлован» [6].

Роботу [8] присвячено «створенню розрахунково-теоретичного апарату проектування ефективних крупнорозмірних комбінованих пальових і плитних фундаментів багатоповерхових та висотних будівель».

«Розроблено метод визначення основних параметрів крупнорозмірних комбінованих пальових і плитних фундаментів за гранично допустимими осіданнями споруд без урахування несучої здатності одиночних паль за ґрунтом та методика визначення кренів пального фундаменту на підставі випробування ґрунтів палями, в тому числі за межами їх стабілізованих осідань під навантаженням. Розроблено новий метод і запропоновані методики розрахунку несучої здатності бурових паль на підставі вперше виявлених сил опору ґрунту по їх бічній поверхні при дії крутного моментного навантаження (умовно в стані спокою) з урахуванням додаткових сил обтиснення при дії як вдавлюючих, так і висмикуючих навантажень; розроблені нові й удосконалені нормативні методики з виявлення довантажувальних сил тертя в структурно-нестійких ґрунтах». [8] Самородов О.В. в [8] розробив «універсальний метод оцінки ефективності будь-яких проектних рішень крупнорозмірних комбінованих пальових і плитних фундаментів, який, крім загальної вартості фундаменту, враховує використання механічних властивостей основи фундаменту та його елементів і підтверджує високу ефективність запропонованих конструкцій фундаментів із раціональними параметрами».

2.2.2 Порівняння варіантів, що прийняті

Вибір типів фундаментів проводимо відносно даних геологічних умов для двох характерних перерізів (за навантаженням), а також геологічні розрізи.

Варіанти фундаментів, що прийнято до порівняння:

1. Забивні палі;
2. Бурунабивні палі;
3. Фундаменти не глибокого закладання (стрічкові плитні).

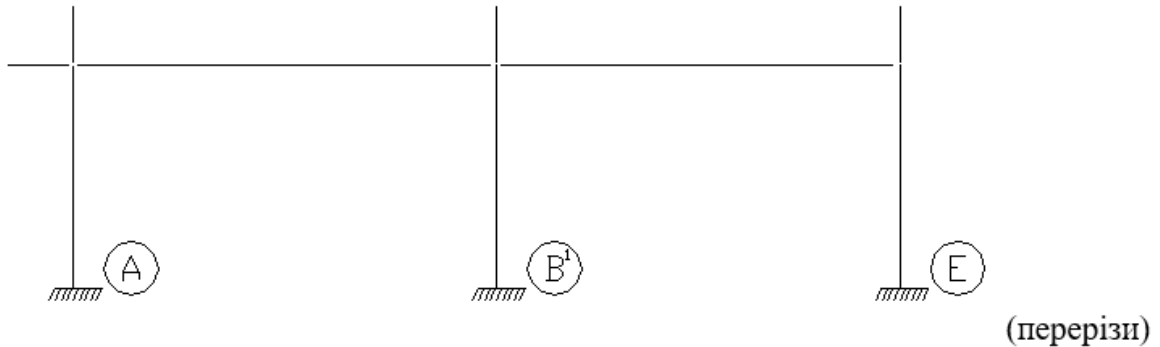


Рис. 2.1 Розрахункова схема рами

Враховуючи конфігурацію будівлі розрахунок фундаментів проводимо тільки від вертикальної складової навантаження.

Розрахункові зусилля:

- 1-ий переріз (по осі "А") – $N1 = 1186$ кН/м.п. ;
- 2-ий переріз (по осі "В1") – $N3 = 1984$ кН/м.п. ;
- 3-ий переріз (по осі "Е") – $N2 = 1572$ кН/м.п. ;

2.2.2.1 Розрахунок першого варіанту фундаментів: забивні палі

1 – ий переріз – $N1 = 1186$ кН/м.п. ;

Конструкція пальового фундаменту: один ряд стінових блоків висотою 0,6 м та ростверк висотою $d + 0,05 = 0,30 + 0,05 = 0,35$ м. Приймаємо $h2 = 400$ мм.

Розрахункова довжина палі з умови заглиблення в пісок дрібний ПЕ-5 на 1 м:

$$L_p = \sum h_i + \Delta h = 6,1 + 1,3 + 0,8 + 1,0 + 0,3 = 9,5 \text{ м,}$$

де, h_i – товщина окремих шарів ґрунту, що прорізаються палею;

Δh_i – висота палі над рівнем котловану після її забивання: $\Delta h = d = 0,3$ м.

Приймаємо палю довжиною 10,0 м. Це відповідає типорозміру С10 – 30 Знаходимо несучу здатність палі:

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

$$A = 0,09 \text{ м}^2; \gamma_c; \gamma_{CR}; \gamma_{cf}=1; U = 1,2 \text{ м};$$

Глибина заглиблення нижнього кінця палі від рівня природного рельєфу складає **10,4 м**.

Згідно з вимогами норм приймаємо товщину розрахункових шарів $h_i \leq 2,0 \text{ м}$. Для цього робимо додаткову розбивку окремих ПГЕ так, щоб зручно було виконувати наступні розрахунки.

Геологічні умови для першого перерізу

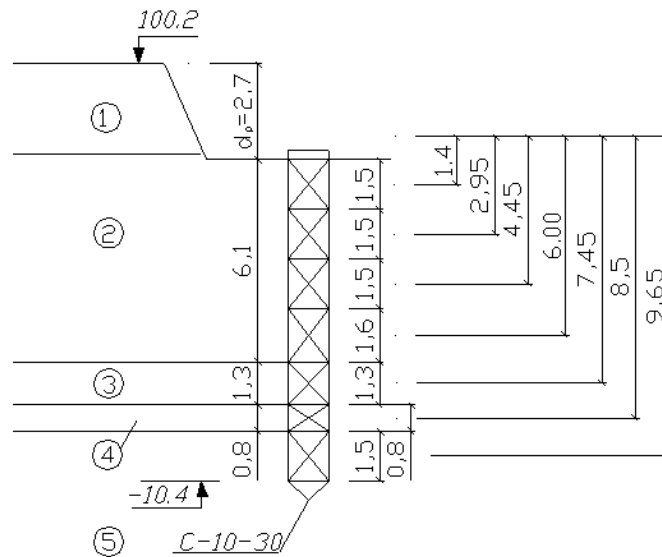


Рис.2.2 Схема розрахункових шарів для 1 – го перерізу

Для дрібного піску на глибині **10,4 м** від поверхні по табл. 31[4] за інтерполяцією:

$$R_{10.4} = R_{10} + \frac{R_{15} - R_{10}}{15 - 10} (10.4 - 10) = 2600 + \frac{2900 - 2600}{5} \cdot 0.4 = 2624 \text{ кПа.}$$

За табл. 32 [4] визначаємо величини f для відповідних розрахункових шарів (див. схему на рис. 2.2). Тоді несуча здатність палі С 10 – 30:

$$Fd = 1 \cdot [0,09 \cdot 2624 \cdot 1 + 1,2 \cdot 1 \cdot (1,5 \cdot 25,2 \cdot 1 + 1,5 \cdot 34,8 \cdot 1 + 1,5 \cdot 27,6 \cdot 1 + 1,6 \cdot 42 \cdot 1 + 1,3 \cdot 43,1 \cdot 1 + 0,8 \cdot 45,2 \cdot 1 + 1,5 \cdot 45,8 \cdot 1)] = 667,6 \text{ кН};$$

Допустиме розрахункове навантаження на палю С 10 – 30:

$$N_{св} = 667,6 / 1,4 = 477 \text{ кН.}$$

Виконуючи фактичної порівняння несучої здатності з табличною величиною робимо висновок, що умова $N_p = 477 \text{ кН} < N_{p.m} = 1000 \text{ кН}$ виконується.

Але іноді є необхідно перевірити виконання умови несучої здатності палі за матеріалом. Тоді виконують наступний розрахунок.

Розрахунок пального фундаменту (перший переріз)

Необхідна кількість палі, що потрібна, обчислюється за формулою:

$$n = \frac{N_1 \cdot k_m \cdot \gamma_k}{F_d} = \frac{1186 \cdot 1.05 \cdot 1.4}{477} = 3,65 \text{ шт};$$

де k_m – коефіцієнт, який враховує масу пального фундаменту для 1-ї групи граничних станів. Він призначається в межах $k_1 = 1,05 \dots 1,15$. Якщо конструкція фундаменту є відомою заздалегідь, то $k_1 = 1,0$, а навантаження, яке приймають палі враховується із масою фундаменту та ґрунта на його обрізах;

γ_k – коефіцієнт надійності, прийнятий 1,4, коли несуча здатність палі визначається розрахунком;

N_1 – вертикальне навантаження для 1-го граничного стану на верхньому обрізі фундаменту, кН ($N_1 = 1186 \text{ кН/м.п.}$);

F_d – навантаження на одиночну палю, що допускається, кН (визначено вище).

При розміщенні палі в один ряд відстань між ними складає:
 $l_1 = 477/1186 = 0,40 \text{ м}$, що менше мінімально допустимого $3d = 0,9 \text{ м}$.

Розміщуємо палі в плані розвертку в шахматній послідовності.

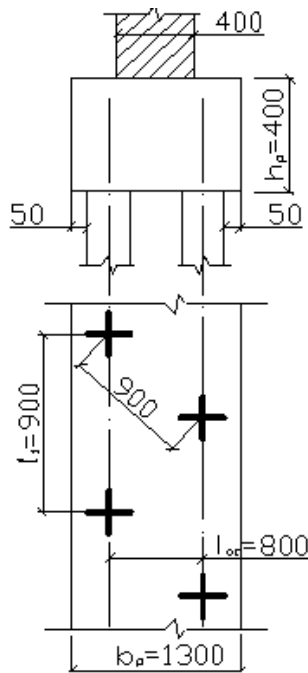


Рис. 2.3 Схема розташування паль в плані ростверку

Відстань поміж палями в ряду призначимо:

$$l_1 = 2 \cdot l = 0,40 \cdot 2 = 0,80 \text{ м, приймаємо } l_1 = 0,9 \text{ м;}$$

відстань між палями по діагоналі **0,9 м;**

$$\text{відстань між осями паль: } l_{oc} = \sqrt{(3 \cdot d)^2 - (l_1 / 2)^2} = \sqrt{0,9^2 - 0,45^2} = 0,77 \text{ м,}$$

приймаємо $l_{oc} = 0,8 \text{ м;}$

ширина ростверка: $b_p = l_{oc} + d + (0,1 \div 0,2) = 1,3 \text{ м;}$ приймаємо $b_p = 1,3 \text{ м;}$

висота розвертка: $h_p = 0,4 \text{ м;}$

Виконуємо перевірочний розрахунок навантаження на палю, що допускається:

$$N = N1\phi/n \leq N_{\text{пал}}; N1\phi = (N1 + \sigma_p + \sigma_{\text{гр}}) \cdot l_1;$$

$$\sigma_p = 1,1 \cdot 0,4 \cdot 1,3 \cdot 25 = 14,3 \text{ кН/м; } \sigma_{\text{гр}} = 0;$$

$$N1\phi = (1186 + 14,3) \cdot 0,9 = 1080,2 \text{ кН;}$$

$$N_{\text{мав}} \leq 1,2 N_n; N = 1080,2 / 2 = 540,13 \text{ кН} < N_{\text{св}} = 1,2 \cdot 477 = 572,4 \text{ кН.}$$

Розрахунок й конструювання залізобетонного ростверку

Розрахунковий прольот: $L_p = 1,05(L - d) = 1,05(0,9/2 - 0,3) = 0,16$ м;

Довжина підоснови епюри навантаження:

$$a = 3,143 \sqrt{\frac{E_p \cdot I_p}{E_k \cdot b_k}} = 3,143 \sqrt{\frac{27 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,4^3}{23 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 12}} = 0,75 \text{ м};$$

де, E – модуль пружності матеріалу палі кПа; I – момент інерції поперечного перерізу палі,

$a > L_p$, тоді

Розрахунковий опорний момент:

$$M_{on} = \frac{q_0 \cdot L_p^2}{12} = \frac{1200,3 \cdot 0,16^2}{12} = 2,56 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

де $q_0 = 1186 + 14,3 = 1200,3$ кН/м;

Прольотний момент:

$$M_{np} = \frac{1200,3 \cdot 0,16^2}{24} = 1,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Сила, що перерізує:

$$Q = \frac{1200,3 \cdot 0,16}{2} = 96 \text{ кН};$$

Площа перерізу верхньої арматури на опорах й у верхній частині ростверку:

$$A_s = \frac{2,56 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 35 \cdot 225} = 0,36 \text{ см}^2; \text{ приймаємо } 4 \text{ } \varnothing 8 \text{ арматура класу } A240C, A_s = 2,1 \text{ см}^2;$$

Площа поперечного перерізу нижньої арматури в прольоті:

$$A_{shp} = \frac{1,3 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 35 \cdot 280} = 0,15 \text{ см}^2; \text{ приймаємо } 4 \text{ } \varnothing 10 \text{ } A300C, A_s = 3,14 \text{ см}^2;$$

Розрахунок міцності за похилими перерізами виконується на аксимальну поперечну силу, що виникає, при вимозі $Q > 0,6 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$ (бетон класу C16/20);

$96,0 \text{ кН} < 0,6 \cdot 0,9 \cdot 1,3 \cdot 0,35 = 0,246 \text{ (мН)} = 246 \text{ кН}$; умова не виконується, виходячи з цього поперечну арматуру розташовуємо конструктивно.

Приймаємо поперечну арматуру класу A240C, $\varnothing 6$ мм, $s = 15$ см.

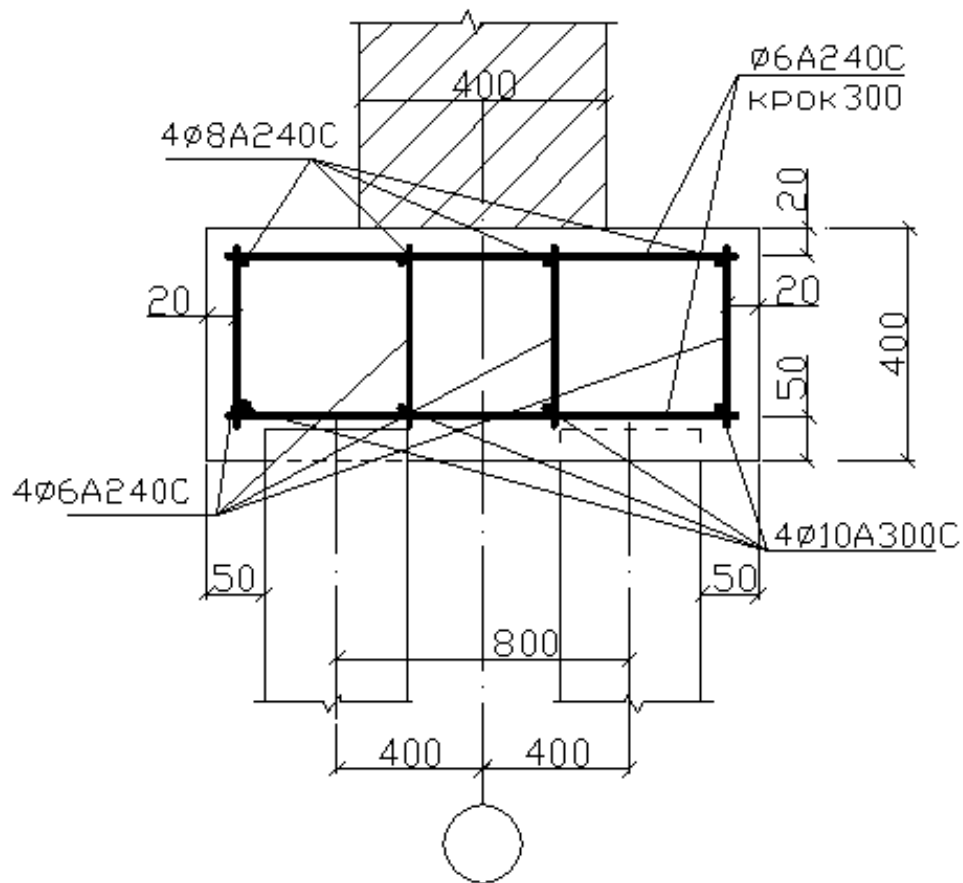


Рис. 2.4 Армування ростверку

Розрахунок пального фундаменту (другий переріз)

Необхідна кількість палей, що потрібна, обчислюється за формулою:

$$n = \frac{N_2 \cdot k_m \cdot \gamma_k}{F_d} = \frac{1572 \cdot 1.05 \cdot 1.4}{477} = 4,84 \text{ шт};$$

де k_m – коефіцієнт, який враховує масу пального фундаменту для 1-ї групи граничних станів. Він призначається в межах $k_1 = 1,05 \dots 1,15$. Якщо конструкція фундаменту відома, то $k_1 = 1,0$, а навантаження, що передається на палі враховується з вагою фундаменту і ґрунту на його обрізах;

γ_k – коефіцієнт надійності, прийнятий **1,4**, коли несуча здатність палі визначається розрахунком;

N^I – вертикальне навантаження для першого граничного стану на верхньому обрізі фундаменту, кН ($N_2 = 1572$ кН/м.п.);

F_d – навантаження на одну палу, що допускається, кН (визначено вище).

При розміщенні палей в один ряд відстань між ними складає:
 $l_1 = 477/1572 = 0,30$ м, що менше мінімально допустимого $3d = 0,9$ м.

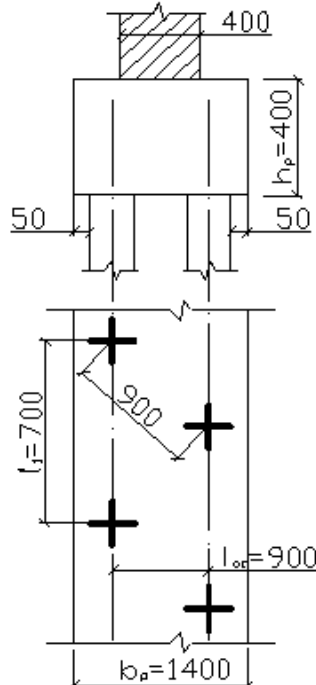


Рис. 2.5 До розрахунку пального фундаменту в 2 – му перерізі

Відстань поміж палями в ряду призначимо:

$$l'_1 = 2 \cdot l_1 = 0,30 \cdot 2 = 0,60 \text{ м, приймаємо } l'_1 = 0,7 \text{ м;}$$

відстань між палями по діагоналі **0,9 м;**

$$\text{відстань між осями палей: } l_{oc} = \sqrt{(3 \cdot d)^2 - (l'_1 / 2)^2} = \sqrt{0,9^2 - 0,35^2} = 0,83 \text{ м,}$$

приймаємо $l_{oc} = 0,9$ м;

$$\text{ширина ростверка: } b_p = l_{oc} + d + (0,1 \div 0,2) = 1,4 \text{ м; приймаємо } b_p = 1,4 \text{ м;}$$

$$\text{висота ростверка: } h_p = 0,4 \text{ м;}$$

Виконуємо перевірочний розрахунок навантаження на палу, що допускається:

$$N = N1\phi/n \leq N_{св}; N1\phi = (N1 + \sigma_p + \sigma_{гр}) \cdot l'_1;$$

$$\sigma_p = 1,1 \cdot 0,4 \cdot 1,4 \cdot 25 = 15,4 \text{ кН/м; } \sigma_{гр} = 0;$$

$$N1\phi = (1572 + 15,4) \cdot 0,7 = 1111,2 \text{ кН;}$$

$$N_{max} \leq 1.2N_n ; N = 1111,2/2 = 555,59 \text{ кН} < N_{св} = 1.2 \cdot 477 = 572,4 \text{ кН.}$$

Розрахунок і конструювання залізобетонного ростверка

Розрахунковий прольот: $L_p = 1,05(L - d) = 1,05(0,7/2 - 0,3) = 0,1 \text{ м};$

Довжина підоснови епюри навантаження:

$$a = 3,143 \sqrt{\frac{E_p \cdot I_p}{E_k \cdot b_k}} = 3,143 \sqrt{\frac{27 \cdot 10^3 \cdot 0,7 \cdot 0,4^3}{23 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 12}} = 0,68 \text{ м};$$

де, E – модуль пружності матеріалу палі кПа; I – момент інерції поперечного перерізу палі,

$a > L_p$, тоді:

Розрахунковий опорний момент:

$$M_{on} = \frac{q_0 \cdot L_p^2}{12} = \frac{1587,4 \cdot 0,1^2}{12} = 1,33 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

де $q_0 = 1572 + 15,4 = 1587,4 \text{ кН/м};$

Прольотний момент:

$$M_{np} = \frac{1587,4 \cdot 0,1^2}{24} = 0,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Сила, що перерізує:

$$Q = \frac{1587,4 \cdot 0,1}{2} = 80 \text{ кН};$$

Площа перерізу верхньої арматури на опорах й у верхній частині ростверку:

$$A_s = \frac{1,33 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 35 \cdot 225} = 0,2 \text{ см}^2; \text{ приймаємо } 4 \text{ } \varnothing 8 \text{ арматура класу A240C, } A_s = 2,1 \text{ см}^2;$$

Площа поперечного перерізу нижньої арматури в прольоті:

$$A_{shp} = \frac{0,7 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 35 \cdot 280} = 0,1 \text{ см}^2; \text{ приймаємо } 4 \text{ } \varnothing 10 \text{ A300C, } A_s = 3,14 \text{ см}^2;$$

Розрахунок міцності за похилими перерізами виконується на аксимальну поперечну силу, що виникає, при вимозі $Q > 0,6 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$ (бетон класу C16/20);

$80,0 \text{ кН} < 0,6 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 0,35 = 0,264 \text{ МН} = 264 \text{ кН};$ умова не виконується, виходячи з цього поперечну арматуру розташовуємо конструктивно.

Приймаємо поперечну арматуру класа A240C, $\varnothing 6$ мм, $s = 15$ см.

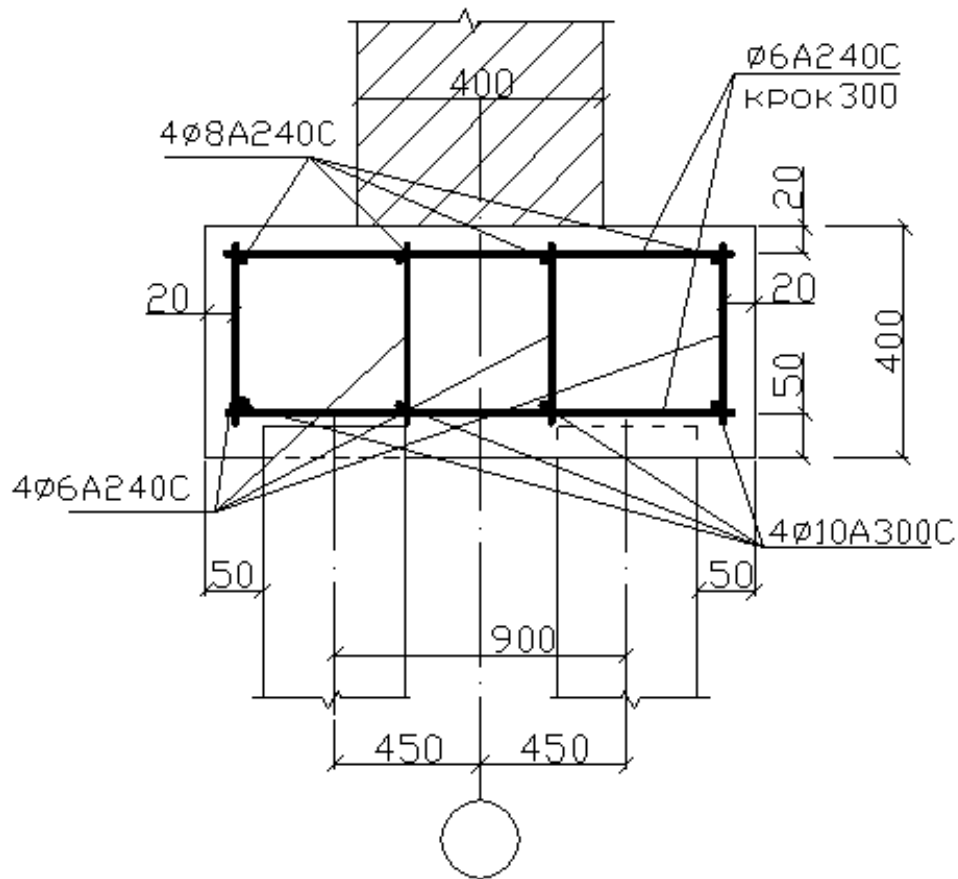


Рис. 2.6 До конструювання ростверку в 2 – му перерізі

Розрахунок пального фундаменту (третій переріз)

Необхідна кількість палей, що потрібна, обчислюється за формулою:

$$n = \frac{N_3 \cdot k_m \cdot \gamma_k}{F_d} = \frac{1984 \cdot 1.05 \cdot 1.4}{477} = 6,11 \text{ шт};$$

де k_m – коефіцієнт, який враховує масу пального фундаменту для 1-ї групи граничних станів. Він призначається в межах $k_l = 1,05 \dots 1,15$. Якщо конструкція фундаменту відома, то $k_l = 1,0$, а навантаження, що передається на палі враховується з вагою фундаменту й ґрунту на його обрізах;

γ_k – коефіцієнт надійності, прийнятий **1,4**, коли несуча здатність палі визначається розрахунком;

N_1 – вертикальне навантаження для першого граничного стану на верхньому обрізі фундаменту, кН ($N_3 = 1984$ кН/м.п.);

F_d – навантаження на одну палу, що допускається, кН (визначено вище).

При розміщенні паль в один ряд відстань між ними складає:
 $l_1 = 477/1984 = 0,24$ м, що менше мінімально допустимого $3d = 0,9$ м.

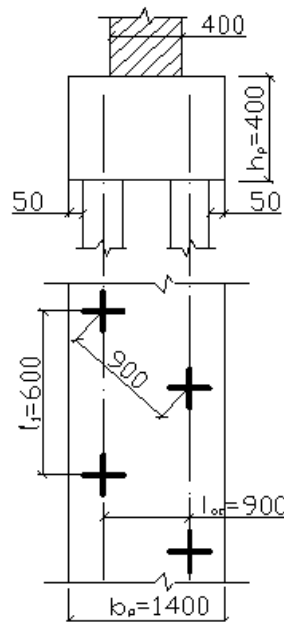


Рис.2.7 До розрахунку пального фундаменту в 3 – му перерізі

Відстань поміж палями в ряду призначимо:

$$l'1 = 2 \cdot l_1 = 0,24 \cdot 2 = 0,48 \text{ м, приймаємо } l'1 = 0,6 \text{ м;}$$

відстань між палями по діагоналі **0,9 м;**

$$\text{відстань між осями палей: } l_{oc} = \sqrt{(3 \cdot d)^2 - (l'_1 / 2)^2} = \sqrt{0,9^2 - 0,3^2} = 0,84 \text{ м,}$$

приймаємо $l_{oc} = 0,9$ м;

$$\text{ширина ростверка: } b_p = l_{oc} + d + (0,1 \div 0,2) = 1,4 \text{ м; приймаємо } b_p = 1,4 \text{ м;}$$

висота ростверка: $h_p = 0,4$ м;

Виконуємо перевірочний розрахунок навантаження на палю, що допускається:

$$N = N1\phi/n \leq N_{св}; N1\phi = (N1 + \sigma_p + \sigma_{гр}) \cdot l'1;$$

$$\sigma_p = 1,1 \cdot 0,4 \cdot 1,4 \cdot 25 = 15,4 \text{ кН/м; } \sigma_{гр} = 0;$$

$$N1\phi = (1984 + 15,4) \cdot 0,6 = 1137,8 \text{ кН;}$$

$$N_{max} \leq 1,2 N_n ; N = 1137,8 / 2 = 568,9 \text{ кН} < N_{св} = 1,2 \cdot 477 = 572,4 \text{ кН}$$

Розрахунок і конструювання залізобетонного ростверка

Розрахунковий прольот: $L_p = 1,05 (L - d) = 1,05 (0,9/2 - 0,3) = 0,16 \text{ м};$

Довжина підоснови епюри навантаження:

$$a = 3,143 \sqrt{\frac{E_p \cdot I_p}{E_k \cdot b_k}} = 3,143 \sqrt{\frac{27 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,4^3}{23 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 12}} = 0,75 \text{ м};$$

де, E – модуль пружності матеріалу палі кПа; I – момент інерції поперечного перерізу палі

$a > L_p$, тоді

Розрахунковий опорний момент:

$$M_{on} = \frac{q_0 \cdot L_p^2}{12} = \frac{1999,4 \cdot 0,16^2}{12} = 4,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

де $q_0 = 1984 + 15,4 = 1999,4 \text{ кН/м};$

Прольотний момент:

$$M_{np} = \frac{1999,4 \cdot 0,16^2}{24} = 2,13 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Сила, що перерізує:

$$Q = \frac{1999,4 \cdot 0,16}{2} = 160 \text{ кН};$$

Площа перерізу верхньої арматури на опорах й у верхній частині ростверку:

$$A_s = \frac{4,3 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 35 \cdot 225} = 0,61 \text{ см}^2; \text{ приймаємо } 4 \varnothing 8 \text{ арматура класу } A240C, A_s = 2,1 \text{ см}^2;$$

Площа поперечного перерізу нижньої арматури в прольоті:

$$A_{shp} = \frac{2,13 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 35 \cdot 280} = 0,24 \text{ см}^2; \text{ приймаємо } 4 \varnothing 10 A300C, A_s = 3,14 \text{ см}^2;$$

Розрахунок міцності за похилими перерізами виконується на аксимальну поперечну силу, що виникає, при вимозі $Q > 0,6 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$ (бетон класу $C 16/20$);

$160,0 \text{ кН} < 0,6 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 0,35 = 0,264 \text{ мН} = 264 \text{ кН};$ умова не виконується, виходячи з цього поперечну арматуру розташовуємо конструктивно.

Приймаємо поперечну арматуру класу $A240C$, $\varnothing 6 \text{ мм}$, $s = 15 \text{ см}$.

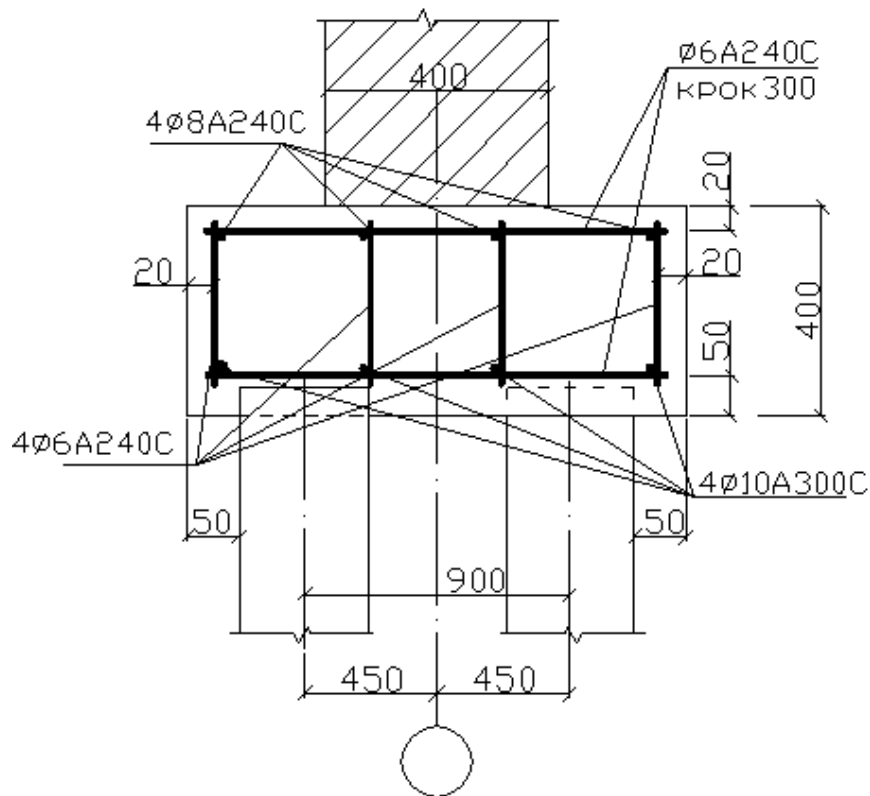


Рис. 2.8 До конструювання ростверку в 3 – му перерізі

2.2.2.2 Розрахунок другого варіанту фундаментів: буронабивні палі Ø 600 мм

Приймаємо буронабивні палі довжиною 10 метрів.

Несуча здатність палі:

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

де $A = \pi R^2 = 3,14 \cdot 0,3^2 = 0,283 \text{ м}^2$; $U = \pi \cdot D = 3,14 \cdot 0,6 = 1,884 \text{ м}$;

$\gamma_{CR} = 0,9$; $\gamma_{cf} = 0,6$ (для всіх ґрунтів).

Геологічні умови для першого перерізу

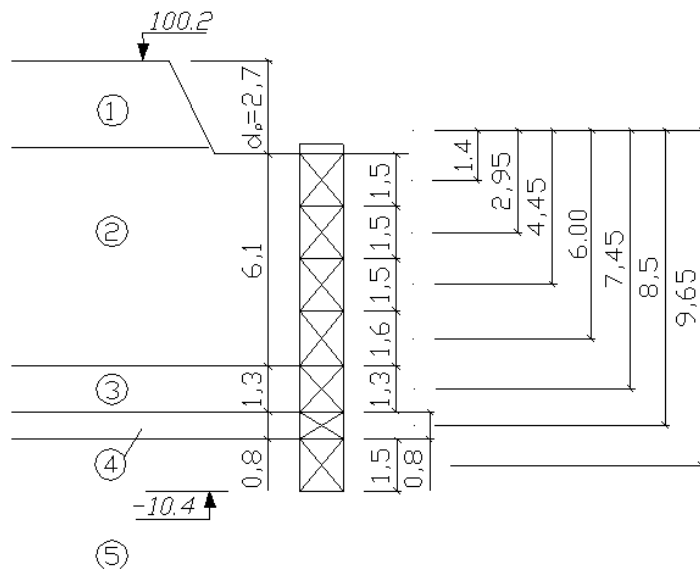


Рис.2.9 Схема розрахункових шарів для 1-го перерізу

Для дрібного піску на глибині **10,4 м** від поверхні по табл. за інтерполяцією:

$$R_{10.4} = R_{10} + \frac{R_{15} - R_{10}}{15 - 10} (10.4 - 10) = 2600 + \frac{2900 - 2600}{5} \cdot 0.4 = \mathbf{2624 \text{ кПа.}}$$

Визначасмо величини f для відповідних розрахункових шарів (див. схему на рис. 2.9). Тоді несуча здатність буронабивної палі:

$$F_d = 1 \cdot [0,283 \cdot 2624 \cdot 0,9 + 1,884 \cdot 0,6 \cdot (1,5 \cdot 25,2 \cdot 1 + 1,5 \cdot 34,8 \cdot 1 + 1,5 \cdot 27,6 \cdot 1 + 1,6 \cdot 42 \cdot 1 + 1,3 \cdot 43,1 \cdot 1 + 0,8 \cdot 45,2 \cdot 1 + 1,5 \cdot 45,8 \cdot 1)] = 1074,53 \text{ кН};$$

Допустиме розрахункове навантаження на буронабивну палю:

$$N_{св} = 1074,53 / 1,4 = 768 \text{ кН.}$$

Порівнюючи несучу здатність з табличною величиною несучої здатності залізобетонної палі бачимо, що умова $N_p = 768 \text{ кН} < N_{p.m} = 1000 \text{ кН}$ виконується.

Розрахунок буронабивного пальового фундаменту (перший переріз)

Необхідна кількість паль, що потрібна, обчислюється за формулою:

$$n = \frac{N_1 \cdot k_m \cdot \gamma_k}{F_d} = \frac{1186 \cdot 1,05 \cdot 1,4}{768} = \mathbf{2,27 \text{ шт.}}$$

де k_m – коефіцієнт, який враховує масу пальового фундаменту для 1-ї групи граничних станів. Він призначається в межах $k1 = 1,05 \dots 1,15$. Якщо

конструкція фундаменту відома, то $k_1 = 1,0$, а навантаження, що передається на палі враховуються з вагою фундаменту й ґрунту на його обрізах;

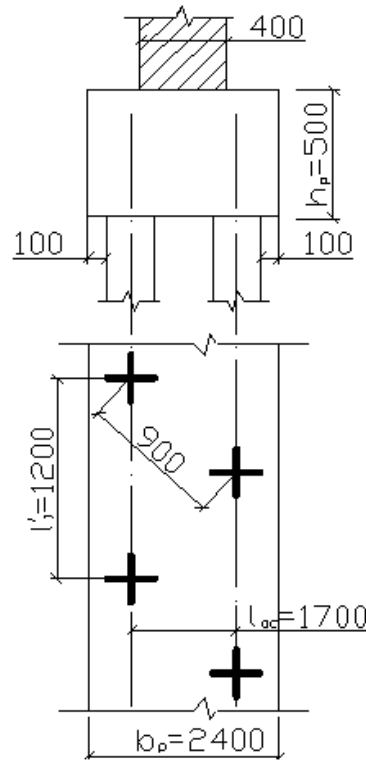


Рис. 2.10 До розрахунку буронабивного фундаменту в **1 – му** перерізі
 γ_k – коефіцієнт надійності, прийнятий **1,4**, коли несуча здатність палі визначається розрахунком;

N^l – вертикальне навантаження для першого граничного стану на верхньому обрізі фундаменту, кН ($N1 = 1186$ кН/м.п.);

Fd – навантаження на одиночну палю, що допускається, кН (визначено вище).

При розміщенні палей в один ряд відстань між ними складає:
 $l1 = 768/1186 = 0,65$ м, що менше мінімально допустимого $3d = 1,8$ м.

Розміщуємо палі в плані ростверку в шахматній послідовності.

Відстань поміж палями в ряду призначимо:

$$l'1 = 2 \cdot l1 = 0,65 \cdot 2 = 1,25 \text{ м, приймаємо } l'1 = 1,2 \text{ м;}$$

відстань між палями по діагоналі **0,9** м;

$$\text{відстань між осями палей: } l_{oc} = \sqrt{(3 \cdot d)^2 - (l'_1 / 2)^2} = \sqrt{1,8^2 - 0,6^2} = 1,69 \text{ м,}$$

приймаємо $l_{oc} = 1,7$ м;

ширина ростверка: $b_p = l_{oc} + d + (0,1 \div 0,2) = 2,4$ м; приймаємо $b_p = 2,4$ м;

висота ростверка: $h_p = 0,5$ м;

Виконуємо перевірочний розрахунок навантаження на палю, що допускається:

$$N = N1\phi/n \leq N_{св}; N1\phi = (N1 + \sigma_p + \sigma_{гр}) \cdot l'1;$$

$$\sigma_p = 1,1 \cdot 0,5 \cdot 2,4 \cdot 25 = 17,6 \text{ кН/м}; \sigma_{гр} = 0;$$

$$N1\phi = (1186 + 33,0) \cdot 1,2 = 1462,8 \text{ кН};$$

$$N_{...} \leq N_{...}; N = 1462,8/2 = 731,4 \text{ кН} < N_{св} = 768 \text{ кН}.$$

Розрахунок і конструювання залізобетонного ростверку буронабивних паль

Розрахунковий прольот: $L_p = 1,05(L - d) = 1,05(1,7/2 - 0,6) = 0,26$ м;

Довжина підоснови епюри навантаження:

$$a = 3,143 \sqrt{\frac{E_p \cdot I_p}{E_k \cdot b_k}} = 3,143 \sqrt{\frac{27 \cdot 10^3 \cdot 1,7 \cdot 0,5^3}{23 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 12}} = 2,42 \text{ м};$$

де, E – модуль пружності матеріалу палі кПа; I – момент інерції поперечного перерізу палі

$a > L_p$, тоді

Розрахунковий опорний момент:

$$M_{on} = \frac{q_0 \cdot L_p^2}{12} = \frac{1219 \cdot 0,26^2}{12} = 6,87 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

де $q_0 = 1186 + 33,0 = 1219$ кН/м;

Прольотний момент:

$$M_{np} = \frac{1219 \cdot 0,26^2}{24} = 3,44 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Сила, що перерізує:

$$Q = \frac{1219 \cdot 0,26}{2} = 159 \text{ кН};$$

Площа перерізу верхньої арматури на опорах й у верхній частині ростверку:

$$A_s = \frac{6.87 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 35 \cdot 225} = 1.0 \text{ см}^2; \text{ приймаємо } 4\varnothing 8 \text{ арматура класу A240C, } A_s = 2.1 \text{ см}^2;$$

Площа поперечного перерізу нижньої арматури в прольоті:

$$A_{snp} = \frac{3.44 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 35 \cdot 280} = 0.4 \text{ см}^2; \text{ приймаємо } 4\varnothing 10, \text{ A300C, } A_s = 3.14 \text{ см}^2;$$

Розрахунок міцності за похилими перерізам виконується на діючу максимальну поперечну силу при вимозі: $Q > 0.6 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$ (бетон класу C 16/20);

$159 \text{ кН} < 0.6 \cdot 0.9 \cdot 1.2 \cdot 0.6 = 0.388 \text{ мН} = 388 \text{ кН}$; умова не виконується, виходячи з цього поперечну арматуру розташовуємо конструктивно.

Приймаємо поперечну арматуру класу A240C, $\varnothing 6 \text{ мм}$, $s = 15 \text{ см}$.

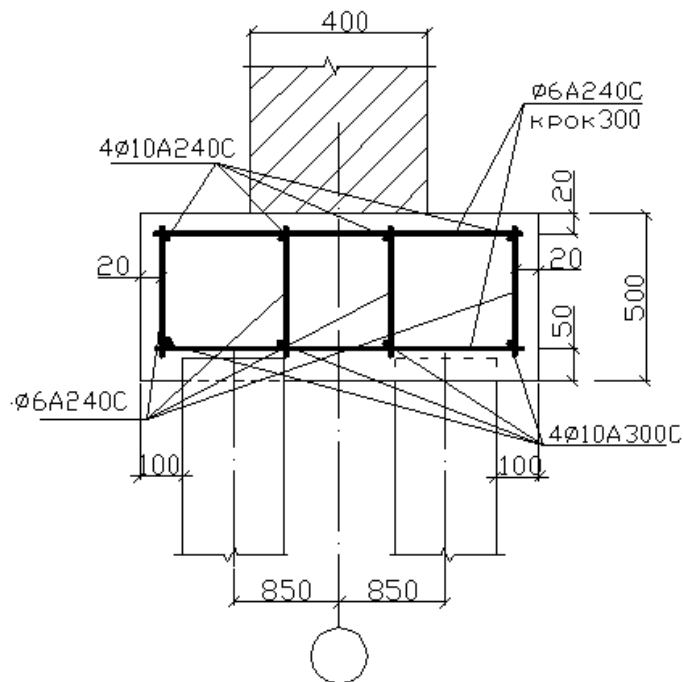


Рис. 2.11 До конструювання ростверку в 3 – му перерізі

Розрахунок буронабивного фундаменту (другий переріз)

$$N_2 = 1572 \text{ кН/м.п.};$$

Необхідна кількість паль, що потрібна, обчислюється за формулою:

$$n = \frac{N_2 \cdot k_m \cdot \gamma_k}{F_d} = \frac{1572 \cdot 1.05 \cdot 1.4}{768} = 3.0 \text{ шт};$$

де k_m – коефіцієнт, який враховує масу пального фундаменту для 1-ї групи граничних станів. Він призначається в межах $k_1 = 1.05 \dots 1.15$. Якщо

конструкція фундаменту відома, то $k_1 = 1,0$, а навантаження, що передається на палі враховується з вагою фундаменту і ґрунту на його обрізах;

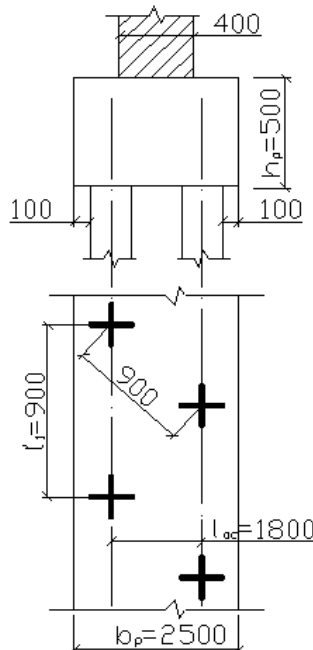


Рис. 2.12 До розрахунку буронабивного фундаменту в 2 – му перерізі
 γ_k – коефіцієнт надійності, прийнятий 1,4, коли несуча здатність палі визначається розрахунком;

N^l – вертикальне навантаження для першого граничного стану на верхньому обрізі фундаменту, кН ($N_2 = 1572$ кН/м.п.);

Fd – навантаження на одиночну палю, що допускається, кН (визначено вище).

При розміщенні палей в один ряд відстань між ними складає:
 $l_1 = 768/1572 = 0,42$ м, що менше мінімально допустимого $3d = 1,8$ м.

Розміщуємо палі в плані ростверку в шахматній послідовності.

Відстань поміж палями в ряду призначимо:

$$l'_1 = 2 \cdot l_1 = 0,42 \cdot 2 = 0,91 \text{ м, приймаємо } l'_1 = 0,9 \text{ м;}$$

відстань між палями по діагоналі 0,9 м;

$$\text{відстань між осями палей: } l_{oc} = \sqrt{(3 \cdot d)^2 - (l'_1 / 2)^2} = \sqrt{1,8^2 - 0,45^2} = 1,74 \text{ м,}$$

приймаємо $l_{oc} = 1,8$ м;

ширина ростверка: $b_p = l_{oc} + d + (0,1 \div 0,2) = 2,5\text{ м};$ приймаємо $b_p = 2,5\text{ м};$

висота ростверка: $h_p = 0,5\text{ м};$

Виконуємо перевірочний розрахунок навантаження на палю, що допускається:

$$N = N1\phi/n \leq N_{св}; N1\phi = (N1 + \sigma_p + \sigma_{гр}) \cdot l'1;$$

$$\sigma_p = 1,1 \cdot 0,5 \cdot 2,5 \cdot 25 = 34,4\text{ кН/м}; \sigma_{гр} = 0;$$

$$N1\phi = (1572 + 34,4) \cdot 0,9 = 1445,8\text{ кН};$$

$$N_{...} \leq N_{...}; N = 1445,8/2 = 722,88\text{ кН} < N_{св} = 768\text{ кН}.$$

Розрахунок і конструювання залізобетонного ростверку в 2-му перерізі

Розрахунковий прольот: $L_p = 1,05(L - d) = 1,05(1,8/2 - 0,6) = 0,32\text{ м};$

Довжина підоснови епюри навантаження:

$$a = 3,143 \sqrt{\frac{E_p \cdot I_p}{E_k \cdot b_k}} = 3,143 \sqrt{\frac{27 \cdot 10^3 \cdot 1,8 \cdot 0,5^3}{23 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 12}} = 2,54\text{ м};$$

де, E – модуль пружності матеріалу палі кПа; I – момент інерції поперечного перерізу палі.

$a > L_p$, тоді

Розрахунковий опорний момент:

$$M_{on} = \frac{q_0 \cdot L_p^2}{12} = \frac{1606,4 \cdot 0,32^2}{12} = 13,71\text{ кН} \cdot \text{м};$$

де $q_0 = 1572 + 34,4 = 1606,4\text{ кН/м};$

Прольотний момент:

$$M_{np} = \frac{1606,4 \cdot 0,32^2}{24} = 6,85\text{ кН} \cdot \text{м};$$

Сила, що перерізує:

$$Q = \frac{1606,4 \cdot 0,32}{2} = 257,02\text{ кН};$$

Площа перерізу верхньої арматури на опорах і в верхній частині ростверку:

$$A_s = \frac{13,71 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 35 \cdot 225} = 1,93 \text{ см}^2; \text{ приймаємо } 4\varnothing 8 \text{ арматура класу A240C, } A_s = 2,1 \text{ см}^2;$$

Площа поперечного перерізу нижньої арматури в прольоті:

$$A_{snp} = \frac{6,85 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 35 \cdot 280} = 0,78 \text{ см}^2; \text{ приймаємо } 4\varnothing 10 \text{ A300C, } A_s = 3,14 \text{ см}^2;$$

Розрахунок міцності за похилими перерізами виконується на аксимальну поперечну силу, що виникає, при вимозі $Q > 0,6 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$ (бетон класу C 16/20);

$257,02 \text{ кН} < 0,6 \cdot 0,9 \cdot 2,5 \cdot 0,6 = 0,810 \text{ мН} = 810 \text{ кН}$; умова не виконується, виходячи з цього поперечну арматуру розташовуємо конструктивно.

Приймаємо поперечну арматуру класу A240C, $\varnothing 6 \text{ мм, } s = 15 \text{ см}$.

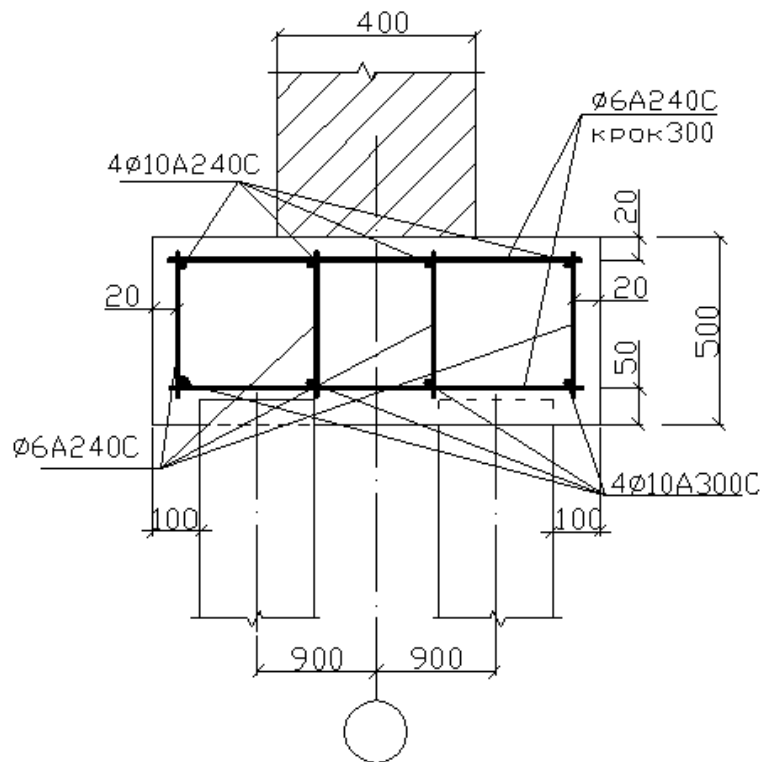


Рис. 2.13 До конструювання ростверку в 2 – му перерізі

Розрахунок пальового фундаменту (третій переріз)

$$N_3 = 1984 \text{ кН/м.п.};$$

Необхідна кількість паль, що потрібна, обчислюється за формулою:

$$n = \frac{N_3 \cdot k_m \cdot \gamma_k}{F_d} = \frac{1984 \cdot 1,05 \cdot 1,4}{768} = 3,79 \text{ шт};$$

де k_1 – коефіцієнт, який враховує масу пального фундаменту для 1-ї групи граничних станів. Він призначається в межах $k_1 = 1,05...1,15$. Якщо конструкція фундаменту відома, то $k_1 = 1,0$, а навантаження, що передається на палі враховується з вагою фундаменту і ґрунту на його обрізах.

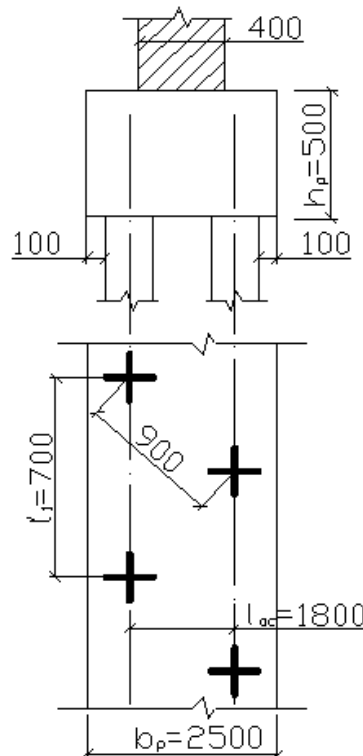


Рис. 2.14 До розрахунку буронабивного фундаменту в 3 – му перерізі

γ_k – коефіцієнт надійності, прийнятий 1,4, коли несуча здатність палі визначається розрахунком;

N_1 – вертикальне навантаження для першого граничного стану на верхньому обрізі фундаменту, кН ($N_3 = 1984$ кН/м.п.);

Fd – навантаження на одну палу, що допускається, кН (визначено вище).

При розміщенні палей в один ряд відстань між ними складає:
 $l_1 = 768/1984 = 0,35$ м, що менше мінімально допустимого $3d = 1,8$ м.

Розміщуємо палі в плані ростверку в шахматній послідовності.

Відстань поміж паями в ряду призначимо:

$$l'_1 = 2 \cdot l_1 = 0,35 \cdot 2 = 0,70 \text{ м, приймаємо } l'_1 = 0,70 \text{ м;}$$

відстань між паями по діагоналі 0,9 м;

відстань між осями паль: $l_{oc} = \sqrt{(3 \cdot d)^2 - (l_1 / 2)^2} = \sqrt{1.8^2 - 0.35^2} = 1.75 \text{ м}$,

приймаємо $loc = 1.8 \text{ м}$;

ширина ростверка: $bp = loc + d + (0.1 \div 0.2) = 2.5 \text{ м}$; приймаємо $bp = 2.5 \text{ м}$;

висота ростверка: $hp = 0.5 \text{ м}$;

Виконуємо перевірочний розрахунок навантаження на палю, що допускається:

$$N = N1\phi/n \leq N_{св}; N1\phi = (N1 + \sigma_p + \sigma_{гр}) \cdot l_1;$$

$$\sigma_p = 1.1 \cdot 0.5 \cdot 2.5 \cdot 25 = 34.4 \text{ кН/м}; \sigma_{гр} = 0;$$

$$N1\phi = (1984 + 34.4) \cdot 0.7 = 1412.88 \text{ кН};$$

$$N = 1412.88 / 2 = 706.44 \text{ кН} < N_{св} = 768 \text{ кН}.$$

Розрахунок і конструювання залізобетонного ростверка в 3-му перерізі

Розрахунковий прольот: $L_p = 1.05 (L - d) = 1.05 (1.8 / 2 - 0.6) = 0.32 \text{ м}$;

Довжина підоснови епюри навантаження:

$$a = 3.143 \sqrt{\frac{E_p \cdot I_p}{E_k \cdot b_k}} = 3.143 \sqrt{\frac{27 \cdot 10^3 \cdot 1.8 \cdot 0.5^3}{23 \cdot 10^3 \cdot 0.4 \cdot 12}} = 2.57 \text{ м};$$

де, E – модуль пружності матеріалу палі кПа ; I – момент інерції поперечного перерізу палі

$a > L_p$, тоді

розрахунковий опорний момент:

$$M_{on} = \frac{q_0 \cdot L_p^2}{12} = \frac{2018.4 \cdot 0.32^2}{12} = 17.22 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

де $q_0 = 1984 + 34.4 = 2018.4 \text{ кН/м}$;

Прольотний момент:

$$M_{np} = \frac{2018.4 \cdot 0.32^2}{24} = 8.62 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Сила, що перерізує:

$$Q = \frac{2018.4 \cdot 0.32}{2} = 322.94 \text{ кН};$$

Площа перерізу верхньої арматури на опорах і в верхній частині ростверку:

$$A_s = \frac{17,22 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 35 \cdot 225} = 2,03 \text{ см}^2; \quad \text{приймаємо } 4\varnothing 8 \text{ арматура класу } A240C,$$

$$A_s = 2,1 \text{ см}^2;$$

Площа поперечного перерізу нижньої арматури в прольоті:

$$A_{shp} = \frac{8,62 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 35 \cdot 280} = 0,98 \text{ см}^2; \quad \text{приймаємо } 4\varnothing 10 A300C, A_s = 3,14 \text{ см}^2;$$

Розрахунок міцності за похилими перерізами виконується на аксимальну поперечну силу, що виникає, при вимозізі: $Q > 0,6 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$ (бетон класу $C 16/20$);

$322,94 \text{ кН} < 0,6 \cdot 0,9 \cdot 2,5 \cdot 0,6 = 0,810 \text{ мН} = 810 \text{ кН}$; умова не виконується, виходячи з цього поперечну арматуру розташовуємо конструктивно.

Приймаємо поперечну арматуру класу $A240C$, $\varnothing 6 \text{ мм}$, $s = 15 \text{ см}$.

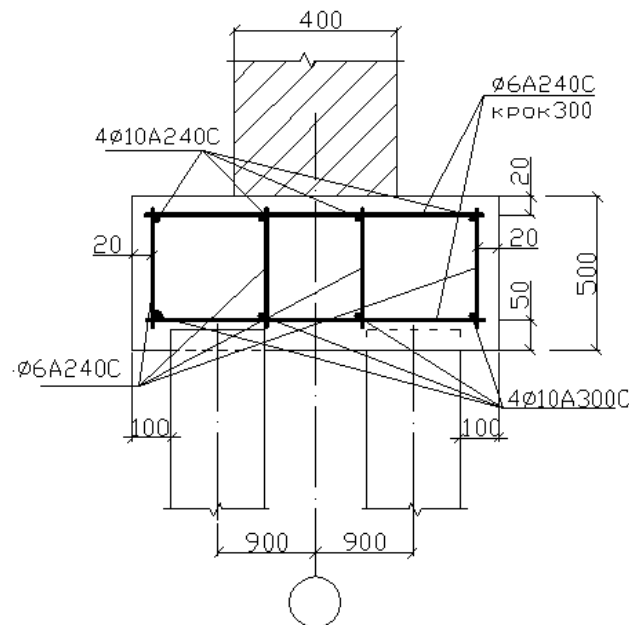


Рис. 2.15 До конструювання ростверку в 3 – му перерізі

Розрахунок третього варіанта фундаментів: фундаменти неглибокого закладання (стрічкові плитні)

Мінімальна глибина закладання фундаменту призначається з аналізу ряду факторів, що на неї впливають:

1. з геологічних умов: $d_{min} = \Sigma h_{слабкий} + 0,2 \text{ м} = 0,3 + 0,2 = 0,5 \text{ м}$;

2. з гідрогеологічних умов: $d_{max} = d_{WL} - hK$, але цей ґрунт не придатен під основу, тому $d_{max} = 5,8$ м;
3. з умов морозного спучування. За картою глибини промерзання для територій України нормативна глибина промерзання $d_{fn} = 1$ м;
Розрахункова глибина промерзання: $df = d_{fn} \cdot kh = 1 \cdot 0,5 = 0,5$ м;
4. з конструктивних вимог: $d_{min} = 0,5$ м;
5. з врахуванням типу будівель та споруд: $d_{min} = 1,5 - 2$ м;
6. з умови закладання водонесучих трубопроводів:
 $d_{min} = d_{fn} + 0,5 \text{ м} + h_{\text{подушки}} = 1 + 0,5 + 0,3 = 1,8$;
7. з умови наявності підвалу під усією площею будинку:
 $d_{min} > h_{\text{п}} = 3,0$ м (від поверхні ґрунту);

На цій основі визначаємо d_{min} , і зробимо це в таблиці 2.1:

Таблиця 2.1 Фактори, що впливають на глибину закладання фундаменту

Фактор	d_{min}	d_{max}
1	1	-
2		3,9
3	0,5	
4	0,5	
5	1,5	
6	1,8	
7	1,9	

$d_{min} = 1,9$ м (з умови наявності підвалу);

$d_{max} = 3,9$ м (з умови наявності слабкого шару – пісок намивний);

Розрахунок фундаментів мілкового закладання (перший переріз).

Для знаходження дійсних розмірів фундаменту попередньо задамо:

$d_b = 2$ м; $d_1 = 1,1$ м; $b = 4$ м (монолітні);

У відповідності із ДБН [4] розрахунковий опір визначається за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}] =$$

$$\frac{1,1 \cdot 1}{1,1} [1,15 \cdot 1 \cdot 4 \cdot 17,17 + 5,59 \cdot 1,1 \cdot 16,35 + (5,59 - 1) \cdot 2 \cdot 16,35 + 7,95 \cdot 1,0] =$$

$$= 337,6 \text{ кПа};$$

де γ_{c1}, γ_{c2} – коефіцієнти умови роботи прийняті по [4] залежно від виду ґрунту й відносини L/h де L – довжина частини будинку, h – висота будинку від поверхні планування.

$$K = 1,1;$$

$$\gamma_{C1} = 1,1 - \text{у відповідності з таблицею 1 [4];}$$

$$\gamma_{C2} = 1,0 - \text{у відповідності з таблицею 1 [4];}$$

d_B – глибина підвалу – відстань від полу підвалу до рівня планування, м.

$$d_B = 2,0 \text{ м}$$

$M_{\gamma}; M_q; M_c$ – коефіцієнти, прийняті по табл. 4 залежно від кута φ .

$$M_{\gamma} = 1,15; M_q = 5,59; M_c = 7,95;$$

γ_{II} – значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшви фундаментів, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$

γ'_{II} – розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище підшви фундаментів.

$$\varphi = 30^\circ; C_n = 1,0 \text{ кПа}; b = 4 \text{ м.}$$

C_n – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає під підшвою фундаменту, кПа.

d_1 – глибина закладення фундаментів від рівня планування, м.

$$d_1 = 1,1 \text{ м}$$

b – ширина підшви фундаменту, м.

$$\gamma_{II} = 17,17 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}; \gamma'_{II} = 16,35 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

Визначаємо ширину підшви фундаменту (перший переріз):

$$b_1 = \frac{N_1''}{R - 20 \cdot d} = \frac{1186}{337,6 - 20 \cdot 1,9} = 3,96 \text{ м};$$

$$R1 = 336,78 \text{ кПа};$$

$$\text{Уточнюємо: } b2 = 1186 / (336,78 - 20 \cdot 1,9) = 3,97 \text{ м}; R2 = 336,95 \text{ кПа};$$

$$\text{Уточнюємо: } b3 = 1186 / (336,95 - 20 \cdot 1,9) = 3,95 \text{ м}; R3 = 336,90 \text{ кПа};$$

$$\text{Уточнюємо: } b4 = 1186 / (336,90 - 20 \cdot 1,9) = 3,96 \text{ м}; R2 = 336,92 \text{ кПа};$$

Приймаємо фундаментну плиту монолітну з розмірами: $b = 4,0 \text{ м}; h = 0,6 \text{ м};$

$$R_{n-1} - R_n \leq 5\%; \Delta = \frac{336,92 - 336,90}{336,92} \cdot 100\% = 0,06\%;$$

Виконуємо перевірку напруження на підшві фундаменту:

Таблиця 2.2 Перевірку напруження на підшві фундаменту

1	N ^{II}		1186
2	Вага фундаментної стіни	$5 \cdot b_c \cdot h_c \cdot 25 = 5 \cdot 0,4 \cdot 0,6 \cdot 25$	30
3	Вага фундаментної плити	$25 \cdot (4,0 \cdot 0,3 + 3,0 \cdot 0,3)$	52,5
4	Вага ґрунту	$17,17 \cdot (0,6 \cdot 0,9 + 1,075 \cdot 0,5) \cdot 2$	37
Σ			119,5

$$\sigma_{...} = \frac{1195}{4} = 298,75 \text{ кПа} < R = 336,92 \text{ кПа};$$

Армуємо конструктивно з умови, що площа арматури дорівнює 3% від об'єму бетону.

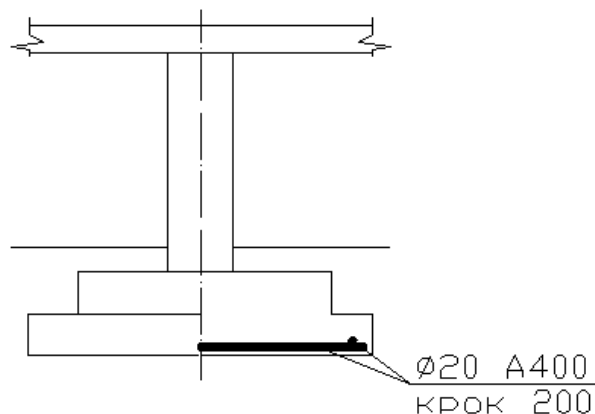


Рис. 2.16 Армування підшви фундаменту

Розрахунок фундаментів неглибокого закладання (другий переріз)

Для знаходження дійсних розмірів фундаменту попередньо задамося:

$$db = 2 \text{ м}; d_1 = 1,1 \text{ м}; b = 5 \text{ м. (монолітні);}$$

У відповідності із ДБН [4] розрахунковий опір визначається за формулою:

$$\begin{aligned} R &= \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}] = \\ &= \frac{1,1 \cdot 1}{1,1} [1,15 \cdot 1 \cdot 5 \cdot 17,17 + 5,59 \cdot 1,1 \cdot 16,35 + (5,59 - 1) \cdot 2 \cdot 16,35 + 7,95 \cdot 1,0] = \\ &= 357,3 \text{ кПа}; \end{aligned}$$

де γ_{c1}, γ_{c2} – коефіцієнти умови роботи прийняті по ДБН [4] залежно від виду ґрунту й відносини L/h де L – довжина частини будинку, h – висота будинку від поверхні планування.

$$K = 1,1;$$

$$\gamma_{C1} = 1,1 \text{ – у відповідності з таблицею 1 [2];}$$

$$\gamma_{C2} = 1,0 \text{ – у відповідності з таблицею 1 [2];}$$

d_b – глибина підвалу – відстань від полу підвалу до рівня планування, м.

$$d_b = 2,0 \text{ м}$$

$M_\gamma; M_q; M_c$ – коефіцієнти, прийняті по табл. 4 залежно від кута φ .

$$M_\gamma = 1,15; M_q = 5,59; M_c = 7,95;$$

γ_{II} – значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшви фундаментів, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$

γ'_{II} – розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище підшви фундаментів.

$$\varphi = 30^\circ; C_n = 1,0 \text{ кПа}; b = 4 \text{ м.}$$

C_n – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає під підшвою фундаменту, кПа.

d_1 – глибина закладення фундаментів від рівня планування, м.

$$d_1 = 1,1 \text{ м.}$$

b – ширина підшви фундаменту, м.

$$\gamma_{11} = 17,17 \frac{\kappa H}{\text{м}^3}; \gamma'_{11} = 16,35 \frac{\kappa H}{\text{м}^3};$$

Визначаємо ширину підшви фундаменту (другий переріз):

$$b_1 = \frac{N_1''}{R - 20 \cdot d} = \frac{1572}{357,3 - 20 \cdot 1,9} = 4,92 \text{ м};$$

$$R_1 = 355,8 \text{ кПа};$$

$$\text{Уточнюємо: } b_3 = 1572 / (355,8 - 20 \cdot 1,9) = 4,94 \text{ м}; R_3 = 355,9 \text{ кПа};$$

Приймаємо фундаментну плиту монолітну з розмірами:

$$b = 5,0 \text{ м}; h = 0,6 \text{ м};$$

$$R_n - 1 - R_n \leq 5\%; \Delta = \frac{355,9 - 355,8}{355,9} \cdot 100\% = 0,2\%;$$

Виконуємо перевірку напруження на підшві фундаменту:

Таблиця 2.3 Перевірка напружень на підшві фундаменту

1	N ^{II}		1572
2	Вага фундаментної стіни	$5 \cdot b_c \cdot h_c \cdot 25 = 5 \cdot 0,4 \cdot 0,6 \cdot 25$	30
3	Вага фундаментної плити	$25 \cdot (5,0 \cdot 0,3 + 3,0 \cdot 0,3)$	60
4	Вага ґрунту	$17,17 \cdot (0,6 \cdot 0,9 + 1,075 \cdot 0,5) \cdot 2$	37

Σ 134,5

$$\sigma_{mt} = \frac{1345}{5 \cdot 1} = 269 \text{ кПа} < R = 355,9 \text{ кПа};$$

Армуємо конструктивно з умови, що площа арматури дорівнює **3%** від об'єму бетону.

Розрахунок фундаментів мілкового закладання (третій переріз)

Для знаходження дійсних розмірів фундаменту попередньо задамося:

$$db = 2 \text{ м}; d1 = 1,1 \text{ м}; b = 5 \text{ м (монолітні)};$$

У відповідності із ДБН [4] розрахунковий опір визначається за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{11} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{11} + (M_q - 1) d_b \cdot \gamma'_{11} + M_c \cdot c_{11}] =$$

$$= \frac{1,1 \cdot 1}{1,1} [1,15 \cdot 1 \cdot 5 \cdot 17,17 + 5,59 \cdot 1,1 \cdot 16,35 + (5,59 - 1) \cdot 2 \cdot 16,35 + 7,95 \cdot 1,0] =$$

$$= 357,3 \text{ кПа};$$

де γ_{c1}, γ_{c2} – коефіцієнти умови роботи прийняті по таблиці 3 СНиП залежно від виду ґрунту й відносини L/h де L – довжина частини будинку, h – висота будинку від поверхні планування.

$$K = 1,1;$$

$$\gamma_{C1} = 1,1 - \text{у відповідності з таблицею 1 [2];}$$

$$\gamma_{C2} = 1,0 - \text{у відповідності з таблицею 1 [2];}$$

dB – глибина підвалу – відстань від полу підвалу до рівня планування, м.

$$dB = 2,0 \text{ м}$$

$M_y; M_q; M_c$ - коефіцієнти, прийняті по табл. 4 залежно від кута φ .

$$M_y = 1,15; M_q = 5,59; M_c = 7,95;$$

γ_{11} - значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче подошви фундаментів, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$

γ'_{11} - розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище подошви фундаментів.

$$\varphi = 30^\circ; C_n = 1,0 \text{ кПа}; b = 4 \text{ м.}$$

C_n - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає під подошвою фундаменту, кПа.

d_1 - глибина закладення фундаментів від рівня планування, м.

$$d_1 = 1,1 \text{ м.}$$

b – ширина подошви фундаменту, м.

$$\gamma_{11} = 17,17 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}; \gamma'_{11} = 16,35 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

Визначаємо ширину подошви фундаменту (третій переріз):

$$b_1 = \frac{N_1''}{R - 20 \cdot d} = \frac{1984}{357,3 - 20 \cdot 1,9} = 6,21 \text{ м};$$

$$R1 = 381,3 \text{ кПа};$$

$$\text{Уточнюємо: } b3 = 1984 / (381,3 - 20 \cdot 1,9) = 5,78 \text{ м}; R3 = 372,7 \text{ кПа};$$

Приймаємо фундаментну плиту монолітну з розмірами:

$$b = 6,0 \text{ м}; h = 0,6 \text{ м};$$

$$R_{n-1} - R_n \leq 5\%; \Delta = \frac{381.3 - 372.7}{381.3} \cdot 100\% = 0,2\%;$$

Виконуємо перевірку напруження на підшві фундаменту:

Таблиця 2.4 Перевірка напружень на підшві фундаменту

1	N ^{II}		1984
2	Вага фундаментної стіни	$5 \cdot b_c \cdot h_c \cdot 25 = 5 \cdot 0,4 \cdot 0,6 \cdot 25$	30
3	Вага фундаментної плити	$25 \cdot (6,0 \cdot 0,3 + 4,0 \cdot 0,3)$	75
4	Вага ґрунту	$17,17 \cdot (0,6 \cdot 0,9 + 1,075 \cdot 0,5) \cdot 2$	37

Σ 142

$$\sigma_{\dots} = \frac{1420}{6} = 236,7 \text{ кПа} < R = 372,7 \text{ кПа:}$$

Армуємо конструктивно з умови, що площа арматури дорівнює 3% від об'єму бетону.

III варіант фундаментів

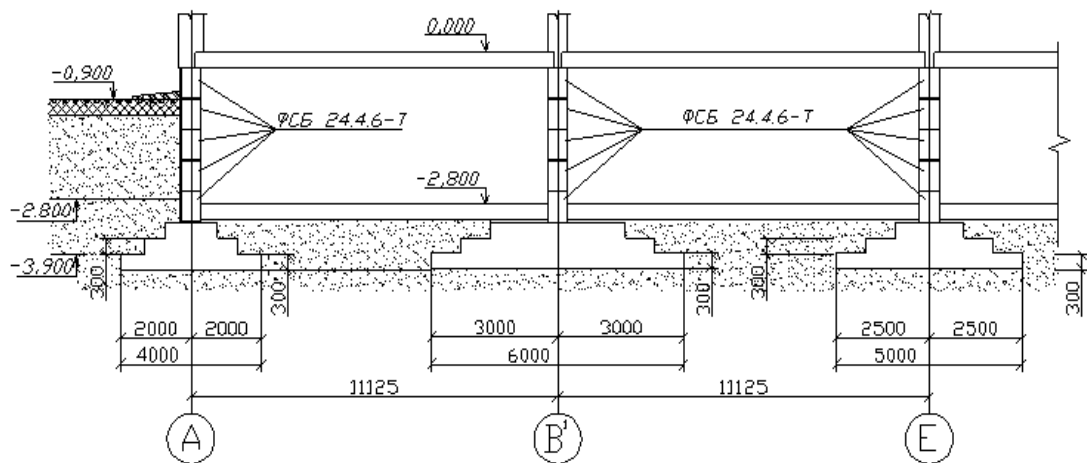


Рис. 2.17 До розрахунку стрічкового фундаменту

Після розрахунку стрічкових фундаментів робимо висновок, що треба розраховувати плиту, так як цей варіант не доцільний.

Таблиця 2.5 Техніко-економічні порівняння варіантів

№ п/п	Найменування витрат	Одиниці вимірювання	Кількість	Собівартість		Витрати праці		Кап. вклад.	
				Одиниці вимірювання	Загальна	На одиниці вимірювання	Загальні	На одиниці вимірювання	Загальні
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
I Варіант фундаментів Витрати на зведення конструкцій									
1	Розробка піщаних ґрунтів в котлованах до 3-х метрів	м ³	45,2	2,54	114,8	0,27	12,2	4,94	223,2
2	Занурення ж/б призматичних паль довжиною 10 метрів молотом в ґрунти II групи	м ³	5,45	26,8	146,1	0,883	4,82	40,1	218,5
3	Влаштування бетонної підготовки під ростверк	м ³	0,3	4,36	1,31	0,58	0,17	1,53	0,46
4	Влаштування низького монолітно-го ж/б ростверка	м ³	1,24	9,32	11,56	0,8	0,99	1,89	2,34
РАЗОМ					273,7		18,18		444,5
Витрати на виготовлення виробів та полуфабрикатів									
5	Ж/б призматичні палі перерізом 30х30 з бетону М300 з витратами арматури 32,3 кг/м ³	м ³	4,86	65,6	318,8	1,83	8,89	1,1-65,6	350,7
6	Бетонна суміш для монолітного ростверка марки М200	м ³	1,24	19,0	23,56	0,14	0,17	0,69-19	16,3
7	Арматурні каркаси із сталі класу А240С, масою до 20 кг	т	0,03	316	9,48	6,32	0,19	1,09-316	10,3
8	Теж саме, класу А300С	т	0,007	301	2,1	6,32	0,04	1,09-301	2,3
РАЗОМ					353,9		9,29		379,6
Витрати на транспортування матеріалів, виробів та полуфабрикатів									
9	Транспортування паль на відстань до 10 км	м ³	5,11	4,36	22,3	0,097	0,5	2,71	13,8
10	Теж саме, бетонної суміші	м ³	1,54	2,3	3,5	0,125	0,19	2,03	3,1

11	Теж саме, арматурних каркасів	т	0,037	1,79	0,07	0,07	0,003	0,9	0,03
РАЗОМ					25,87		0,693		16,93
12	Допоміжні витрати на виробництво робіт в зимовий період	-			71,3		-		-
ВСЬОГО					698,9		27,47		824,1
<u>Всього з врахуванням поправочних коефіцієнтів та допоміжних робіт</u>					724,0		27,74		832,3

II Варіант фундаментів Витрати на зведення конструкцій									
1	Розробка піщаних ґрунтів в котлованах до 3-х метрів	м ³	45,2	2,54	114,8	0,27	12,2	4,94	223,3
2	Влаштування буронабивних ж/б паль діаметром 0,6м без уширення в водонасичених ґрунтах довжиною більше 10 метрів	м ³	13,56	72,63	984,8	2,14	29,01	49,8	675,28
3	Влаштування бетонної підготовки під ростверк	м ³	0,62	4,36	2,7	0,58	0,36	1,53	0,95
4	Влаштування низького монолітно-го ж/б ростверка	м ³	3,1	9,32	28,9	0,8	2,48	1,89	5,9
РАЗОМ					1131		44,05		905,4
Витрати на виготовлення виробів та полуфабрикатів									
5	Бетонна суміш для буронабивних паль М150	м ³	13,64	18,2	248,3	0,11	1,5	0,69·18,2	171
6	Бетонна суміш для монолітного ростверка марки М200	м ³	3,2	19	60,8	0,14	0,45	0,69·19	42
7	Арматурні каркаси із сталі класу А240С, масою до 20 кг	т	0,05	316	15,8	6,32	0,32	1,09·316	17,2

8	Арматурні каркаси із сталі класу А300С, масою до 20 кг	т	0,01	301	3,01	6,32	0,06	1,09·301	3,3
РАЗОМ					327,6		2,33		233,5
Витрати на транспортування матеріалів, виробів та полуфабрикатів									
9	Транспортування бетонної суміші на відстань до 10 км	м ³	17,64	2,3	40,6	0,125	2,21	2,03	35,8
10	Теж саме, арматурних каркасів	т	0,06	1,79	0,11	0,07	0,004	0,9	0,05

РАЗОМ					40,7		2,2		35,9
11	Допоміжні витрати на виробництво робіт в зимовий період	-			75,2		-		-
ВСЬОГО					1499		48,58		1139
<u>Всього з врахуванням поправочних коефіцієнтів та допоміжних робіт</u>					1514		49,06		1150

III Варіант фундаментів

Витрати на влаштування фундаментів

1	Розробка піщаних ґрунтів в котлованах до 3-х метрів	м ³	96	2,54	243,8	0,28	26,88	4,94	474,2
2	Влаштування бетонної підготовки	м ³	0,26	23,7	6,16	0,58	0,151	45,7	11,9
3	Влаштування монолітної фундаментної плити із бетону С 16/20	м ³	2,6	26,1	67,9	0,38	1	40,1	104,3
4	Монтаж блоків стін підвалів об'ємом більше 0,4м ³	м ³	3,16	5,19	16,4	0,336	1,1	6,2	19,6
РАЗОМ					314		26,9		570,5

Витрати на виготовлення виробів та полуфабрикатів									
5	Бетонна суміш під підготовку В3,5	м ³	0,27	19	5,13	0,14	0,04	9	2,43
6	Бетонна суміш для фундаментної плити	м ³	2,7	19,0	5,13	0,14	0,04	9	2,43
7	Арматурні сітки із сталі класу А-400С	т	0,06	240	14,4	6,32	0,19	9	10,3
8	Блоки стін підвалів товщиною до 50 см	т	3,19	33,1	105,6	0,72	2,11	36,41	95,84
РАЗОМ					130,3		9,75		401
Витрати на транспортування матеріалів, виробів та полуфабрикатів									
9	Транспортування бетонної суміші на відстань до 10 км	м ³	2,97	4,36	13	0,125	0,37	2,03	6,1
10	Теж саме, арматури	т	0,06	1,79	0,11	0,07	0,004	0,9	0,054
11	Теж саме, блоків стін підвалів, вагою до 3-х т	м ³	3,19	3,76	12	0,093	0,3	3,54	12
РАЗОМ					25,11		0,71		73,1
11	Допоміжні витрати на виробництво робіт в зимовий період	-			217,8		-		-
ВСЬОГО					911		35		769
<u>Всього з врахуванням поправочних коефіцієнтів та допоміжних робіт</u>					921		146		846

Таблиця 2.6 Зведені показники техніко-економічних порівнянь
варіантів

Показники	Одиниці вимірювання	Фундаменти		
		I Варіант	II Варіант	III Варіант
Приведені витрати	грн.	818,1	1710,8	1121,7
Собівартість	грн.	724	1514	921
Капітальні вкладення в базу будівництва	грн.-год.	823,3	1150	846
Витрати праці	л.-д.	27,74	49,06	146

На рис. 2.18 наведено зведені показники техніко-економічних порівнянь варіантів

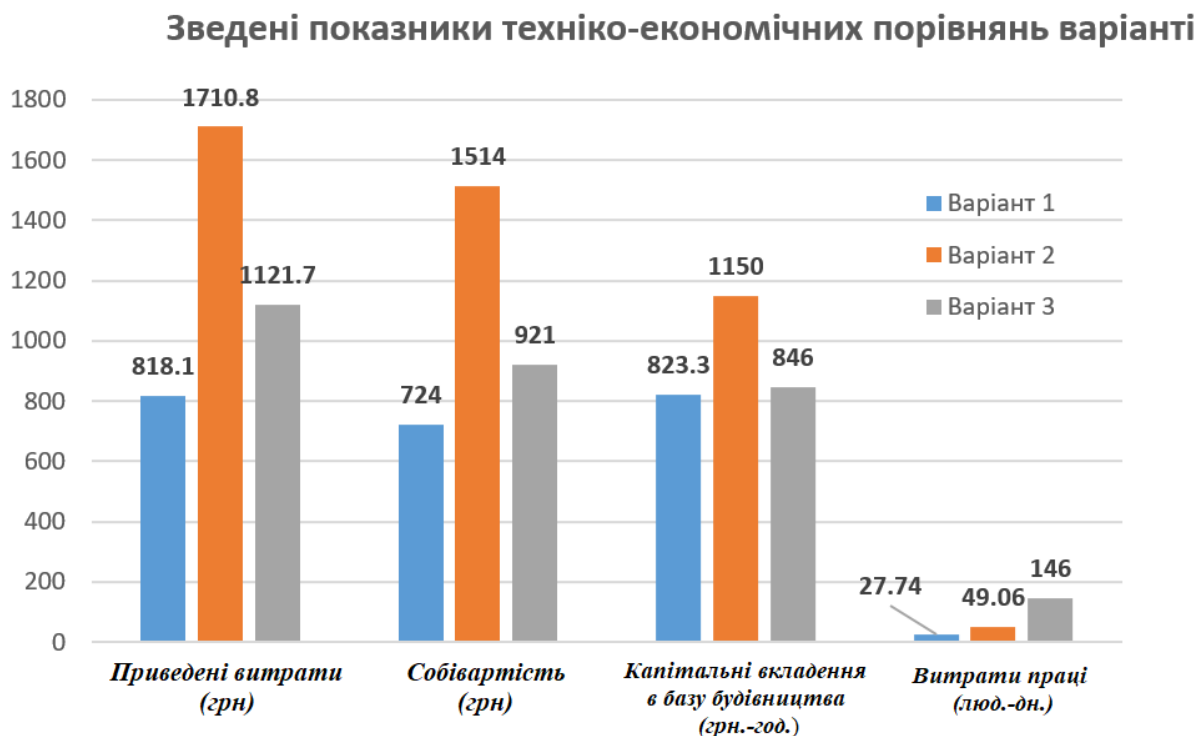


Рис. 2.18 Зведені показники техніко-економічних порівнянь варіантів

Висновок:

Показники приведених затрат для II і III варіантів фундаментів більші ніж для I варіанту фундаментів (забивні палі) на 47% та 20% відповідно. Тому I варіант фундаментів признається найбільш економічним рішенням, приймаєм за основний варіант.

2.2.1 Розрахунок осідання варіанту фундаментів, що прийнято до розрахунку

Сумарна осадка палевого фундаменту складає $S_{i=}$ = 2,69 см, що менше допустимої S_u = 16 см.

Розрахунок фундаменту проводимо для найбільш завантаженого перерізу: N^{II} = 1984 кН/м.п. (на верхньому обрізі ростверку).

Знаходимо розміри умовного фундаменту та середній і розрахунковий тиск на підшві умовного фундаменту;

$$\varphi_{cp. II} = \frac{\varphi_1 \cdot l_1 + \varphi_2 \cdot l_2 + \varphi_n \cdot l_n}{l_1 + l_2 + l_n} = \frac{30,0 \cdot 3,7 + 14,0 \cdot 1,3 + 16,0 \cdot 0,8}{6,1 + 1,3 + 0,8} = 17,3^\circ ;$$

де, $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_n$ – розрахункові значення кута внутрішнього тертя для розрахунку за другою групою граничних станів, для окремих шарів ґрунту товщиною відповідно l_1, l_2, l_n ; l – глибина занурення палі в ґрунт, рахуючи від підшви ростверку.

$$b_y = b + 2 \cdot l \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi_0}{4} = 1,20 + 2 \cdot 10 \cdot \operatorname{tg} \frac{17,3}{4} = 2,6 \text{ м}$$

b – відстань між зовнішніми площинами палей, м; L – вільна довжина палі, α – кут передачі сил тертя.

Отже, ширина умовного фундаменту – 2,6 м.

Середній тиск під підшовою умовного фундаменту визначається з врахуванням ваги умовного масиву: $P = \frac{N_d}{A_1}$; де, A_1 – площа підшви умовного фундаменту, м²; складає $2,6 \cdot 2,6 = 6,76 \text{ м}^2$

N_{d1} – сумарна вага умовного масиву і навантажень, які прикладені на рівні обрізу ростверку, кН.

$$N_{d1} = N_0 + G_1 + G_2 + G_3:$$

де, $N_0 = 1984 \text{ кН}$.

G_1 – вага ростверка, $G_1 = 1,4 \cdot 1,4 \cdot 1,1 \cdot 1,2 \cdot 20 = 51,74 \text{ кН}$;

G_2 – вага палей; $G_2 = n \cdot l \cdot b_1 \cdot b_2 = 2 \cdot 10 \cdot 0,30 \cdot 0,30 \cdot 25 = 45 \text{ кН}$;

G_3

G – вага ґрунту в об'ємі виділеного умовного масиву;

$$\gamma_{cp} = 15,59 \text{ кН} / \text{м}^3$$

$$G_3 = (6,76 + 51,74 + 45) \cdot 15,59 = 1613,56$$

$$P = (1984 + 51,74 + 45 + 1613,56) / 6,76 = 781,3 \text{ кПа}$$

Осідання пального фундаменту визначаємо методом пошарового підсумування, тому що ширина умовного фундаменту не перевищує **10 м**.

Під нижнім кінцем палі залягає ґрунт:

пісок дрібний, середньої щільності:

$$\varphi_{п}=29,52^{\circ}; \quad \gamma_{п}=19,13 \text{ кН/м}^3; \quad c_{п}=0,76 \text{ кПа}; \quad E=21,8 \text{ МПа};$$

Ґрунтова товща, яка знаходиться нижче підшови умовного фундаменту, розбиваємо на шари, товща яких дорівнює: $h=1/4b_{ум.}=1/4 \cdot 2,6=0,650 \text{ м}$.

Приймаємо товщу шару, рівну **0,650 м**.

Природний тиск на рівні підшови умовного фундаменту;

$$\sigma_{zg} = 10,4 \cdot 19,13 = 198,95 \text{ кПа}$$

Додатковий тиск на рівні підшови умовного фундаменту

$$\sigma_{zp,0} = 781,3 - 198,95 = 582,35 \text{ кПа}.$$

Додатковий тиск в ґрунті на будь-якій глибині **Z** від підшови умовного фундаменту визначається за формулою:

$$\sigma_{zp,i} = \alpha \cdot \sigma_{zp,0},$$

де α – коефіцієнт, що враховує зміну додаткового тиску по глибині ґрунту, приймаємо по [4, табл.1. дод. 3] або по [4, табл. 17] в залежності від відносної глибини і форми підшови фундаменту: $\sigma_{zp,0} = 582,35 \text{ кПа}$.

Кінцеву стабілізовану осадку **i – го** шару знаходимо за формулою:

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

де, n - кількість шарів; $\beta = 0,8$ – коефіцієнт; $\sigma_{zp,i}$ – середній додатковий тиск в **i – му** шарі ґрунту, який дорівнює половині суми додаткового тиску на верхній і нижній межі цього шару, що визначається за формулою, МПа; h_i – товщина **i – го** шару ґрунту; E_i – модуль деформації **i – го** шару ґрунту, МПа.

Глибина зони стиснення обмежується умовою:

$$\sigma_{zp,i} \leq 0,2 \cdot \sigma_{zg,i}$$

Розрахунок осадки фундаменту ведемо в табличній формі.

Таблиця 2.7 Розрахунок осідання фундаментів

№ точки	z, см	$\xi=2z/b$	α	σ_{zg} (кПа)	σ_{zp} (кПа)	σ_{zpi} (кПа)	h_i (см)	E_i (МПа)	S_i (см)
0	0	0	0	198,95	582,35				
1	65,0	0,50	0,839172	211,38	488,59	535,47	65,0	21,8	1,27
2	130	1,00	0,705	223,82	410,56				
3	195	1,50	0,491	236,25	285,93	348,25	65,0	21,8	0,83
4	260	2,00	0,3394	248,69	192,17				
5	325	2,50	0,245	261,12	142,67	167,42	65,0	21,8	0,39
6	390	3,00	0,182	273,56	105,98				
7	455	3,50	0,14	286,00	81,52	83,46	65,0	21,8	0,20
8	520	4,00	0,108	298,43	58,89				
								Σ	2,69

Сумарне осідання палевого фундаменту складає $S_{i=} = 2,69$ см, що менше допустимої $S_u = 16$ см.

2.2. Пункт «Розрахунково-конструктивний»

2.2.1. Вихідні дані

Важкий бетон $C 25/30$ ($f_{cd} = 15,5$ МПа). Розрахунковий опір бетону стисненню з урахуванням коефіцієнта умов роботи бетону $\gamma_b = 0,9$: $\cdot \gamma_b = 15,5 \cdot 0,9 = 13,95$ МПа. Початковий модуль пружності бетону $E_b = 27000$ МПа. Повздовжня арматура із сталі класу $A - 400c$ ($R_S = 365$ МПа, $E_S = 200000$ МПа). Поперечна арматура класу $A240$.

2.2.2 Навантаження

- розрахунок навантажень наведений в таблиці 1 з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням $\gamma_n = 0,95$.

Таблиця 2.8 Збір навантажень на 1м² покриття

№ з/п	Вид навантаження	Нормативне навантаження кН/м ²	Коеф. надійності по навантаженню γ_f	Розрахункове навантаження кН/м ²
			постійне:	
1	евроруберойд 2 шари $\delta=10\text{мм}$ $\rho=0,018\text{кН/м}^2$	0,018	1,2	0,022
2	цементно-піщана стяжка $\delta=30\text{мм}$ $\rho=18\text{кН/м}^3$	0,540	1,2	0,648
3	утеплювач ISOVER 100мм $\rho=1\text{кН/м}^3$	0,100	1,2	0,12
4	гідробар'єр	0,005	1,2	0,006
5	з. б. плита переkritтя $\delta=220\text{мм}$ $\rho=25\text{кН/м}^3$	5,500	1,1	6,60
	Разом:	6,163		7,496
			тимчасове:	
11	снігове (II район)	0,700	1,4	0,980
	Разом:	6,063		6,966
	Всього по покриттю:	12,926		15,442

Таблиця 2.9. Збір навантажень на 1м² переkritтя типового поверху

№ з/п	Вид навантаження	Нормативне навантаження кН/м ²	коеф. надійності по навантаженню γ_f	Розрахункове навантаження кН/м ²
			постійне:	
1	покриття (паркет або керам.плитка) $\delta=30\text{мм}$	0,510	1,2	0,612
2	стяжка вирівнююча $\delta=5\text{мм}$ $\rho=18\text{кН/м}^3$	0,090	1,1	0,099
3	звукоізоляція Floormat 500 $\rho=0,38\text{кН/м}^3$ ескрудований пінополістірол $\delta=30\text{мм}$	0,011	1,2	0,014
4	з. б. плита переkritтя $\delta=200\text{мм}$ $\rho=25\text{кН/м}^3$	5,000	1,1	5,50
5	перегородки $\delta=150\text{мм}$ $\rho=18\text{кН/м}^3$	1,000	1,2	1,200
	Разом:	6,611		7,425
			тимчасове:	
8	корисне	1,500	1,3	1,950
	Разом:	1,500		1,950
	Всього по переkritтю:	7,611		8,825

Таблиця 2.10 Збір навантажень на 1м² фундаментної плити

№ з/п	Вид навантаження	Нормативне навантаження кН/м ²	Коеф. надійності по навантаженню γ_f постійне:	Розрахункове навантаження кН/м ²
1	асфальтове покриття $\delta=100\text{мм}$ $\rho=21\text{кН/м}^3$	2,1	1,3	2,730
2	бетонна підготовка $\delta=200\text{мм}$ $\rho=25\text{кН/м}^3$	2,500	1,2	3,000
3	керамзит. гравій $\delta=300\text{мм}$ $\rho=6\text{кН/м}^3$	1,800	1,2	2,160
4	гідробар'єр	0,005	1,2	0,006
4	з. б. плита перекриття $\delta=900\text{мм}$ $\rho=25\text{кН/м}^3$	22,500	1,1	24,750
		1,000	1,2	1,200
	Разом:	27,805		33,846
			тимчасове:	
5	корисне	6,000	1,2	7,200
	Разом:	6,000		7,200
	Всього по перекриттю:	33,805		41,046

Таблиця 2.11 Визначення ваги 1м/п стін

№ з/п	Вид навантаження	Нормативне навантаження кН/м ²	Коеф. надійності по навантаженню γ_f	Розрахункове навантаження кН/м ²
	тип 1 (зовнішня)		постійне:	
1	цегла ефективна $\delta=250\text{мм}$ $\rho=16\text{кН/м}^3$	4,00	1,2	4,8
2	пітополістірол ППСБ-С-50 $\delta=150\text{мм}$ $\rho=0,5\text{кН/м}^3$	0,075	1,2	0,09
3	цегла ефективна $\delta=120\text{мм}$ $\rho=16\text{кН/м}^3$	1,92	1,2	2,30
4	штукатурка $\delta=20\text{мм}$ $\rho=18\text{кН/м}^3$	0,36	1,3	0,468
	Разом:	6,355		7,6582
	тип 2 (внутрішня)			
1	залізобетонна $\delta=250\text{мм}$ $\rho=25\text{кН/м}^3$	6,25	1,1	6,875
2	штукатурка $\delta=40\text{мм}$ $\rho=18\text{кН/м}^3$	0,72	1,3	0,936
	Разом:	6,97		7,81
	тип 3 (в тому числі підвалу)			
1	залізобетонна $\delta=300\text{мм}$ $\rho=25\text{кН/м}^3$	7,5	1,1	8,25
2	штукатурка $\delta=40\text{мм}$ $\rho=18\text{кН/м}^3$	0,72	1,3	0,936
	Разом:	8,22		9,186

Для визначення вітрового навантаження на поверхню будівлі використано програму ВЕСТ, що входить до розрахункового комплексу SCAD

Загальні відомості	
Вітровий район	II
Нормативне значення вітрового тиску	0,294 kN/m ²
Тип місцевості	C
Тип споруди	Вертикальні і відхиляючі від вертикалі не більше ніж на 15° поверхні
Параметри	
Поверхня	Навітрена поверхня
Шаг сканування	5 м
Використовується \square_f	по замовчуванню
H	70 м

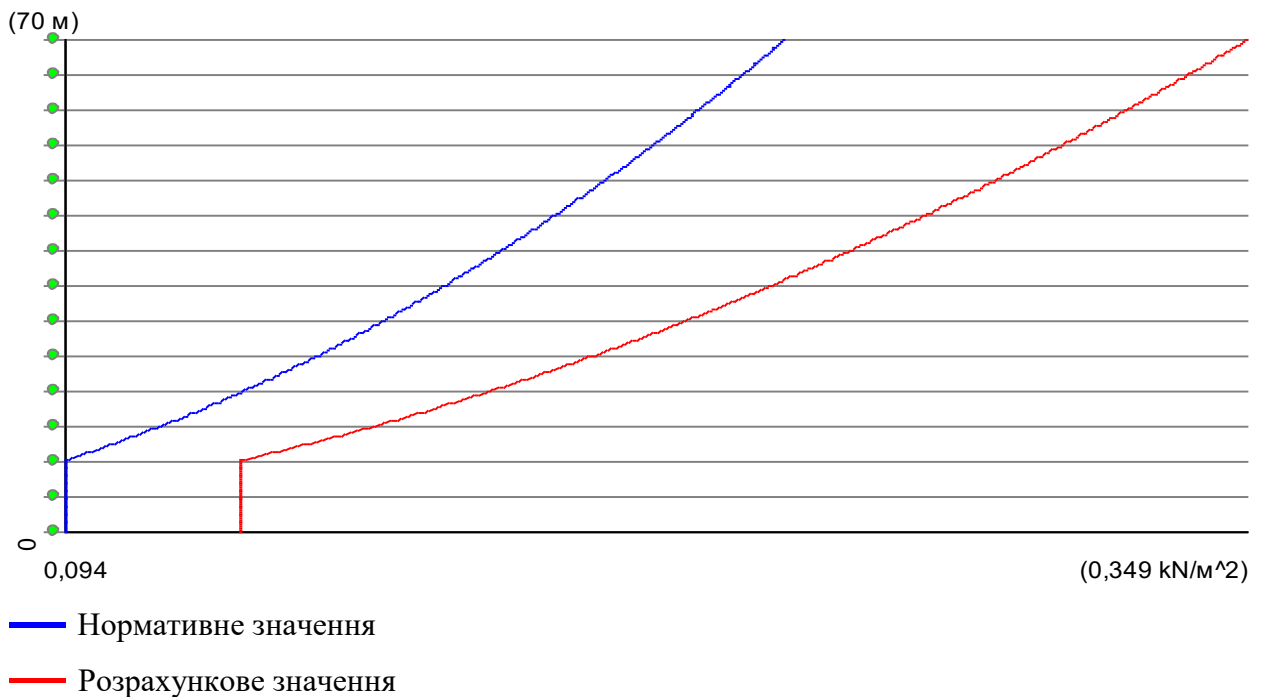
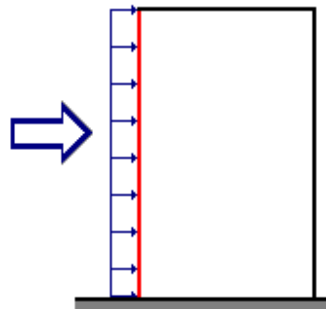


Рис. 2.18 До визначення вітрового навантаження

В табл. 2.12 наведено дані до обчислення вітрового навантаження в програмі ВЕСТ.

Таблиця 2.12 Розрахунок вітрового навантаження

Висота (м)	Розрахункове значення (кН/м ²)	Нормативне значення (кН/м ²)
0	0,132	0,094
5	0,132	0,094
10	0,132	0,094
15	0,161	0,115
20	0,186	0,133
25	0,208	0,149
30	0,228	0,163
35	0,247	0,176
40	0,264	0,188
45	0,28	0,2
50	0,295	0,211
55	0,309	0,221
60	0,323	0,231

2.2.3 Статичний розрахунок пілона

Розрахунок виконаний з допомогою розрахункового комплексу “Ліра-9.0”. Для розрахунку використані наступні вихідні дані:

1. Вантажна площа:

$$S = (4,050/2 \cdot (7,200 + 0,9 + 1,5)/2 + 4,300/2 \cdot (7,200 + 0,9)/2) = 18,43 \text{ м}^2$$

2. Власна вага пілона:

$$V1 = 0,95 \cdot 25 \cdot 0,3 \cdot 3 \cdot 2,4 \cdot 1,1 + 0,95 \cdot 18 \cdot 0,04 \cdot 3 \cdot 2,4 \cdot 1,3 = 66,14 \text{ кН};$$

3. Постійне навантаження:

- Навантаження на перекриття типового поверху (N=17)
(згідно до табл. 2.9):

$$V2 = 0,95 \cdot 7,425 \cdot 18,43 \cdot 17 = 2326,33 \text{ кН};$$

- Навантаження на покрівлю (згідно до табл. 2.8):

$$V3 = 0,95 \cdot 7,496 \cdot 18,43 = 138,13 \text{ кН};$$

- Навантаження від ваги самонесучих стін (N=17) (згідно до табл. 2.10):

$$V4 = 0,95 \cdot (4,05/2 + 4,3/2) \cdot 7,658 \cdot 17 = 453,52 \text{ кН};$$

4. Корисне навантаження на перекриття типового поверху (N=17)
(згідно до табл.2.9):

$$K1 = 0,95 \cdot 1,950 \cdot 18,43 \cdot 17 = 610,95 \text{ кН};$$

5. Тимчасове навантаження від ваги снігу:

$$K2 = 0,95 \cdot 0,980 \cdot 18,43 = 18,06 \text{ кН}$$

Загальне навантаження на пілон складає:

$$N = V1 + V2 + V3 + V4 + K1 + K2 = 66,14 + 2326,33 + 138,13 + 453,52 + 610,9 + 18,06 = 3613,13 \text{ кН,}$$

Розрахунок виконувався з врахуванням розрахункових сполучень навантажень (РСН).

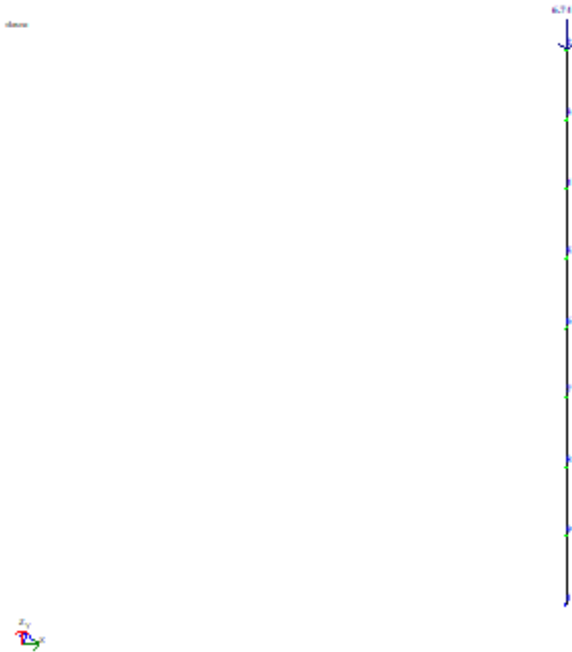


Рис. 2.19 Розрахункова кінцевоелементна схема пілона

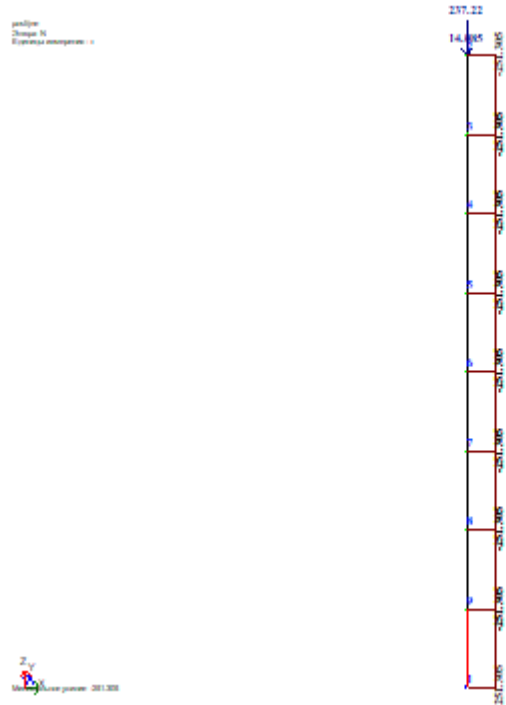


Рис. 2.22 Епюра N від навантаження “Постійне”

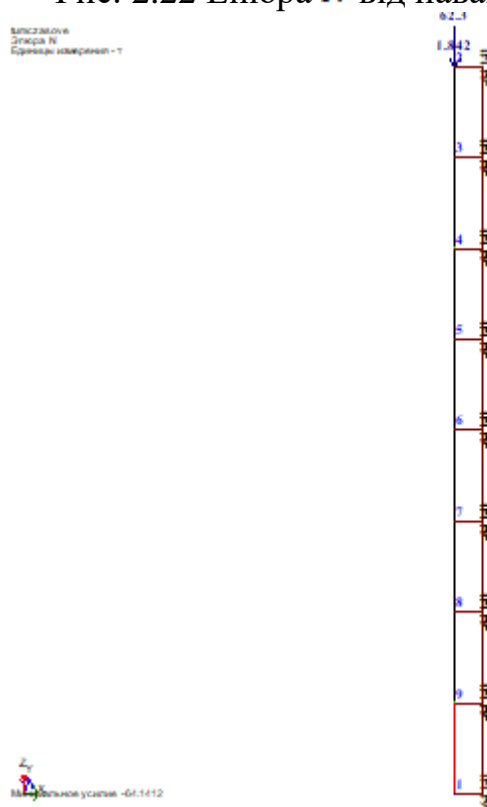
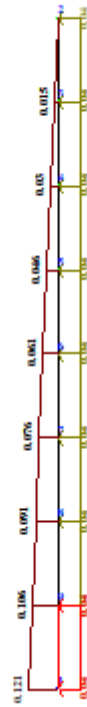


Рис. 2.23 Епюра N від навантаження “Тимчасове”

Увіт
Діаграма Q
Кутів: зворотній - т



Максимальне усилє: 0.121448

Рис. 2.24 Епюра Q від навантаження “Вітер”

Увіт
Діаграма M
Кутів: зворотній - т



Максимальне усилє: 0.182172

Рис. 2.25 Епюра M від навантаження “Вітер”

Таблиця 2.13. Розрахункові сполучення навантажень

№ перер	Критерій	Зусилля					
		N (кН)	M _k (кН*м)	M _y (кН*м)	Q _z (кН)	M _z (кН*м)	Q _y (кН)
1	2	-3703,13	0,000	1,786	1,191	0,000	0,000
1	29	-3703,13	0,000	1,786	1,191	0,000	0,000
1	2	-3703,13	0,000	1,786	1,191	0,000	0,000
1	29	-3703,13	0,000	1,786	1,191	0,000	0,000
2	2	-3703,13	0,000	1,786	1,191	0,000	0,000
2	29	-3703,13	0,000	1,786	1,191	0,000	0,000
2	2	-3703,13	0,000	1,786	1,191	0,000	0,000
2	29	-3703,13	0,000	1,786	1,191	0,000	0,000

2.2.4 Конструювання пілону

Дані для проектування:

Важкий бетон C20/30 ($f_{cd} = 15,5$ МПа), Розрахунковий опір бетону стисненню з урахуванням коефіцієнта умов роботи бетону $\gamma_b = 0,9$
 $\cdot \gamma_b = 15,5 \cdot 0,9 = 13,95$ МПа,

Початковий модуль пружності бетону $E_b = 27000$ МПа, Повздовжня

арматура із сталі класу A400с ($R_S = 365$ МПа, $E_S = 200000$ МПа),

Поперечна арматура класу A240С, Висота поверху $H_{пов} = 3,0$ м,

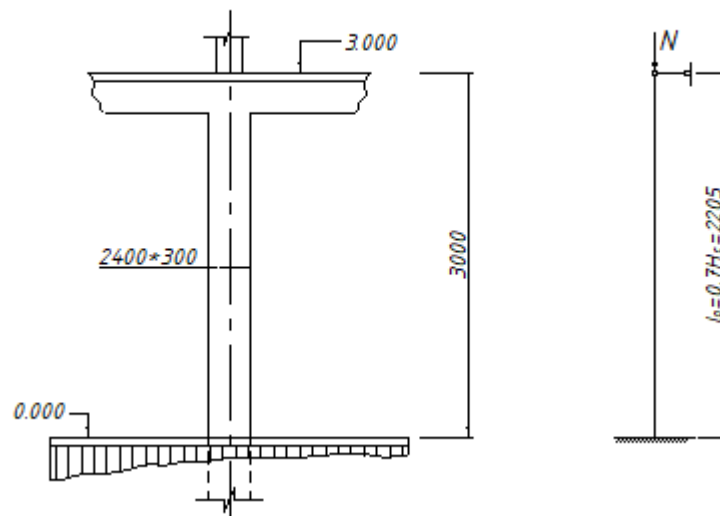


Рис. 2.26 Конструктивне вирішення та конструктивна схема пілону

Розрахункова довжина колони:

$$l_0 = 0.7 \cdot H_c = 0.7 \cdot 3150 = 2205 \text{ мм}$$

Поперечний переріз прямокутний з попередньо прийнятими розмірами 2400x300мм, Навантаження на колону складає $N = 3703,13$ кН,

Уточнюємо розміри поперечного перерізу пілона, Приймаємо повздовжню арматуру класу **A400C**, бетон **C25/30**, В першому наближенні приймаємо коефіцієнт армування $\mu = 0.01$ та коефіцієнт, що враховує гнучкість, характер армування й довготривалість дії навантажень $\varphi = 1$, Тоді площа поперечного перерізу пілона:

$$A_c = \frac{N}{\varphi \cdot (R_b + \mu \cdot R_{sc})} = \frac{3703,13 \cdot 10^3}{1 \cdot (13.95 + 0.01 \cdot 365)} = 210405 \text{ мм}^2$$

Прийняті розміри перерізу пілона $2400 \times 300 \text{ мм} = 720000 \text{ мм}^2 > A_c = 210405 \text{ мм}^2$, є задовільними

Уточнюємо значення коефіцієнта повздовжнього згину, згідно співвідношенням:

$$\frac{l_0}{h_c} = \frac{2.20}{0.3} = 7.3$$

$$\varphi = \varphi_b + 2 \cdot (\varphi_b - \varphi_r) \cdot \frac{R_{sc}}{R_b} \cdot \mu = 0.89 + 2 \cdot (0.89 - 0.90) \cdot \frac{365}{13.95} \cdot 0.01 = 0.895$$

Площа поперечного перерізу повздовжньої арматури :

$$A_{s,tot} = \frac{\frac{N}{\varphi} - R_b \cdot A_c}{R_{sc}} = \frac{\frac{3703.13 \cdot 10^3}{0.895} - 13.95 \cdot 210405}{365} = 1548 \text{ мм}^2$$

Приймаємо **4** стержні $\varnothing 25$ **A400C**, $A_{s,tot} = 1964 > 1548 \text{ мм}^2$.

Перевіряємо значення процента армування:

$$\mu = \frac{A_{s,tot}}{A_c} \cdot 100\% = \frac{1964}{210405} \cdot 100\% = 1.1\%$$

що відповідає оптимальному значенню армування $\mu = 1\% \dots 3\%$,

Пілон армуємо просторовим каркасом, якій складається із двох плоских каркасів **KP1**, з'єднаних поперечними стержнями, Поперечні стержні

приймаємо з кроком **400 мм**, діаметр поперечних стержнів **8 мм** із арматури **A240** із умов зварювання з робочою арматурою $\varnothing 25$ мм,

Повздовжні стержні пілона стикаються із арматурою плити за допомогою додаткових стержнів $\varnothing 25$ мм A400С, Довжина стика повздовжньої арматури пілона з додатковими стержнями:
 $l_{ам} = 20d = 20 * 25 = 500$ мм, Тоді довжина додаткових стержнів:
 $l_{\delta} = 500 * 2 = 1000$ мм, Крок поперечних стержнів в зоні стика повздовжньої арматури приймається не більше $10d$, Приймаємо **150 мм**.

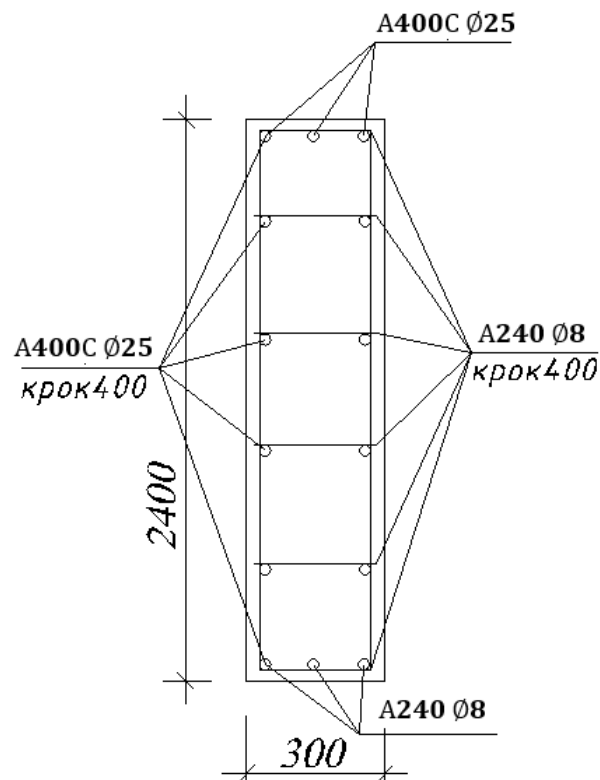


Рис. 2.27 Армуння пілона

РОЗДІЛ 3.
ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ

3.1. Підготовка об'єкта будівництва

Внутрішніми транспортними комунікаціями є автошляхи, траси для пішоходів, тротуари. Транспортні комунікації на території будівельного майданчику організовані для ефективної роботи машин та механізмів, що задіяні в процесі зведення будівлі.

Комунікації дозволяють організовувати заходи із тимчасового зберігання конструкцій, виробів, обладнання, які постачаються для здійснення будівельного процесу. Комунікації забезпечують безпечну доставку робітників до місць виконання робіт та до будівель, які обслуговують будівельний процес.

Внутрішні тимчасові шляхи проектується з використанням трас постійних доріг, що запроектовано.

Максимальний річний обсяг робіт обумовлює кількість смуг руху. Запроектовано дороги шириною в 8,0 м в дві смуги. Покриття тимчасових доріг виконується із залізобетонних плит. Радіуси заокруглення доріг в плані становлять мінімум 12,0 м. Для можливості провезення довгомірних конструкцій передбачаємо розширення проїжджої частини до 5,0 м.

Тимчасові тротуари з прийнятною їх ширною в 1 м використовуються в якості основних пішохідних трас. Покриття таких трас – шлакове.

Над тротуарами в зонах роботи крану влаштовуємо дерев'яні навіси.

Тимчасове водопостачання будівництва здійснюється від водопроводів, що вже функціонують й розташовані поблизу будівництва.

Потреба будівництва в воді обчислюється в залежності від річного об'єму будівельно-монтажних робіт та розмірів будівельного майданчика за даними ДБН [9].

Стічні води, які відходять із тимчасових санітарно-технічних споруд, виводяться до зовнішньої мережі господарсько-фекальної каналізації. Відпрацьовані виробничі води від будівельних машин та технологічних процесів відводяться до спеціальних відстійників з подальшим виведенням до міської мережі зливної каналізації.

Забезпечення електроенергією будмайданчика відбувається від стаціонарної трансформаторної підстанції.

Енергія витрачається на електрозварювальні роботи, живлення двигунів машин – лебідки, ЗММ, а також на внутрішньо майданчикове освітлення.

3.2. Технологія виконання будівельних процесів – розроблення технологічної карти на організацію робіт із влаштування забивних паль

3.2.1 Область застосування технологічної карти

Технологічну карту складено на виконання робіт із забивання паль із залізобетону.

До складу робіт, які входять до питань техкарти, входять:

- планування території;
- геодезичне розбивання всій та місць забивання паль;
- занурення палі;

Техкарту призначено для розробки проектів виконання робіт й має на меті ознайомлення робітників та інженерно-технічних працівників з правилами виробництва процесів та робіт.

3.2.2. Визначення складу та об'ємів будівельно-монтажних робіт

В таблиці 3.1 наведено обсяги будівельно-монтажних робіт із влаштування забивних паль та фундаментного ростверку.

Таблиця 3.1 Обсяги будівельно-монтажних робіт із влаштування забивних паль та фундаментного ростверку

№ з/п	Найменування робіт	Одиниця виміру	Кількість
1	Розробка ґрунту з навантаженням на автосамоскиди екскаватором одноківшовим дизельним на гусеничному ході з ковшем місткістю 0,65 II група ґрунтів	1000 м ³	19,57
2	Доробка вручну, зачистка дна і стінок з викидом ґрунту в котлованах і	100 м ³	2,08
3	Вивіз ґрунту на 1 км в тимчасовий відвал для зворотної засипки	т	880,65
4	Вивіз лишнього ґрунту на 35 км	т	2641,95
5	Тимчасова дорога для в'їзду і робочі площадки для копрової установки	100 шт.	5
6	Занурення ж/б призматичних паль довжиною 10 метрів молотом в ґрунти II групи	1 м ³	2359,8
8	Демонтаж тимчасової дороги	100 шт.	5
9	Влаштування фундаментного залізобетонного ростверку	100 м ³	5,34

3.2.2. Визначення складу та об'ємів будівельно-монтажних робіт

В таблицях 3.2 та 3.3 наведено технологічні розрахунки та циклограму виконання робіт відповідно.

Таблиця 3.2 Технологічні розрахунки

№ п/п	Найменування і комплекс робіт	Код роботи	Об'єм робіт		Нормативне джерело	Норма на одиницю		Трудозатрати на весь об'єм				Основні механізми		Виконавець			Змінність	Тривалість
			Од. вимір.	Кіл-ть		маш. змін	люд. днів	маш. норм.	змін	люд. днів	норм.	прийн.	прийн.	змінювані	К-ть	Бригада		
2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
	Підземна частина																	
1	Розробка ґрунту з навантаженням на автомобіль-символи екскаватором одноциліндровим дизельним на гусеничному ході з ковшем місткістю 0,65 м ³ II групи ґрунтів																	
	а) в відвал		1000м ³	4,89	Е 1-17-8	2,65	0,45	12,9585	10	2,2005	20	ЕК-180	1	машиніст 5р.	1			42
	б) з навантаженням на автотранспорт		1000м ³	14,7	Е 1-17-8	3,5	0,65	51,45	42	9,555	84	ЕК-180	1	машиніст 5р.				
2	Доробка вручну, зачищення дна і стінок з викидом ґрунту в котлованах і траншеях, розробленнях механізованим способом		100 м ³	2,08	Е1-164-3	0	505,92	0	0	1052,3136	882							
3	Вивіз ґрунту на 1 км в тимчасовий відвал для зворотньої засипки		т	880,65	С311-1	0,5	0	440,325	360	0	360	АМА3-551	10	Водій 5р	10			18
4	Вивіз зайвого ґрунту на 30 км		т	2641,95	С311-35	0,32	0	845,424	700	0	700	АМА3-551	10	Водій 5р	10			35
5	Тимчасова дорога для в'їзду і робочої площадки для будівельної установки		100шт	0,5	Е7-13-1	112,06	298,7	56,03	42	149,35	126	МКТ-25 БР	1	Монтажник 5р	3			21
6	Зачищення об'єкта приміщених палі, докидання 10 метрів шоломом в ґрунти II групи		м ³	2359,8	Е5-74-7	0,041	0,041	96,7518	80	96,7518	120	Г-25,МД-17	2	Машин. забив. устан. "	3			20
7	Демонтаж тимчасової дороги		100шт	0,5	Е7-13-1	111,76	235	55,88	32	117,5	96	АМА3-551	1	Монтажник 5р	3			16
8	Влаштування фундаментного залізобетонного розтерну		100 м	5,34	Е6-1-16	75,31	249,55	402,1554	18	402,1554	342	Бетоннасос	1	бетонщик 4,5 р.	19			9
												СБ-92Б-2		арматурн. 4р. машиніст 5р				

Таблиця 3.3 Циклограма виконання робіт

Попередня робота	№ п/п	Найменування і складові роботи	Код роботи	Об'єм роботи		Норма витрати	Норма на маш. - люд. - днів	Трудованість на весь об'єм			Основні механізми			Виконавець			Змінність	Тривалість	
				Од. вимір.	Кіл-ть			Норма	маш. - люд. - днів	норм. праці	норм. праці	норм. праці	К-ть	К-ть	К-ть	Бригада			К-ть
	1	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
		Підземна частина																	
	1	Розробка ґрунту з використанням на автомобіль-самосвалі екскаватором однієї машиною дизельним на русенному ходу з кваліфікацією																	
		місткістю 0,65 м3 П. група ґрунтів																	
		а) в об'єм	100м ³	4,89	Е1-17-8	2,65	0,45	0,45	12,9585	10	2,2005	20	ЕК-180	1	машинист Бр.	2		2	5
		б) з використанням на автотранспорт	100м ³	14,7	Е1-17-8	3,5	0,65	0,65	51,45	40	9,555	84	ЕК-180	1	машинист Бр.	2		2	21
	2	Добробка вручну, записка для і стінок з відкритом ґрунту в котловані: франшеві, розроблених металевим способом																	
		Вивіз ґрунту на 1 км в полічасовий відвал для заповнення засипки	т	880,65	С311-1	0,5	0	0	440,325	360	0	360	АМА3-551	10	Землекоп Зр	7		2	21
	3	Вивіз ґрунту на 1 км в полічасовий відвал для заповнення засипки	т	2641,95	С311-35	0,32	0	0	845,424	700	0	700	АМА3-551	10	Землекоп Зр	7		2	18
	4	Вивіз забного ґрунту на 30 км	т	0,5	Е1-13-1	112,06	298,7	56,03	42	140,35	126	МКГ-25 ВР	1	Мотопаян. Зр	Машинист Зр	3		2	21
	5	Тягачасва дорожа для в'їзду і робочі площадки для забного ґрунту	м ²	2359,8	Е5-74-7	0,041	0,041	0,041	96,7518	80	96,7518	120	Г-25,МД-1	2	Машин. забнов. устан.,	3		2	20
	6	Закручення зб прямих діаметром довжиною 10 метрів металом в ґрунту II групи	100шт	0,5	Е7-13-1	111,76	25	55,88	32	117,5	96	АМА3-551	1	Мотопаян. Зр	Машин. Зр...	3		2	16
	8	Влаштування фундаментного забного ґрунту розробку	100 м	5,34	Е6-1-16	75,31	259,55	402,1554	18	402,1554	342	Бетонного	1	бетонник 4,5 р.	арматурні Зр. машинист Зр	19		2	9

3.2.3 Потреба в матеріально-технічних ресурсах

Для занурення палів (С 10 – 30) застосовую універсальний копер на гусеничному ході.

Вибір молота для забивання палів виконує виходячи з передбаченої проектом несучої здатності палів:

$$Fd \approx 477 \text{ кН};$$

Необхідну мінімальну енергію удау молота знаходимо:

$$\mathcal{E} = 1,75 \cdot 25 \cdot P; \text{ де } P \text{ – несуча здатність палів};$$

$\mathcal{E} = 1,75 \cdot 25 \cdot 477 = 20,86 \text{ кДж}$ приймаємо трубчатий дизель молот МД – 1800;

Перевіряємо дизель молот, що прийнято:

$$K \geq (Qn + q)/\mathcal{E}_p, \text{ де } K = 6 \text{ (по матеріалу)};$$

$$\mathcal{E}_p = 54 \text{ кДж};$$

$$q \text{ – маса палів} = 2,73 \text{ т};$$

$$Qn = 1,80 \text{ т};$$

$$6 \geq \frac{2730 + 1800}{0,9 \cdot 54000} = 0,09;$$

Остаточно приймаємо універсальний копер з трубчатим дизель-молотом МД – 1250 (працює 1 – н копер).

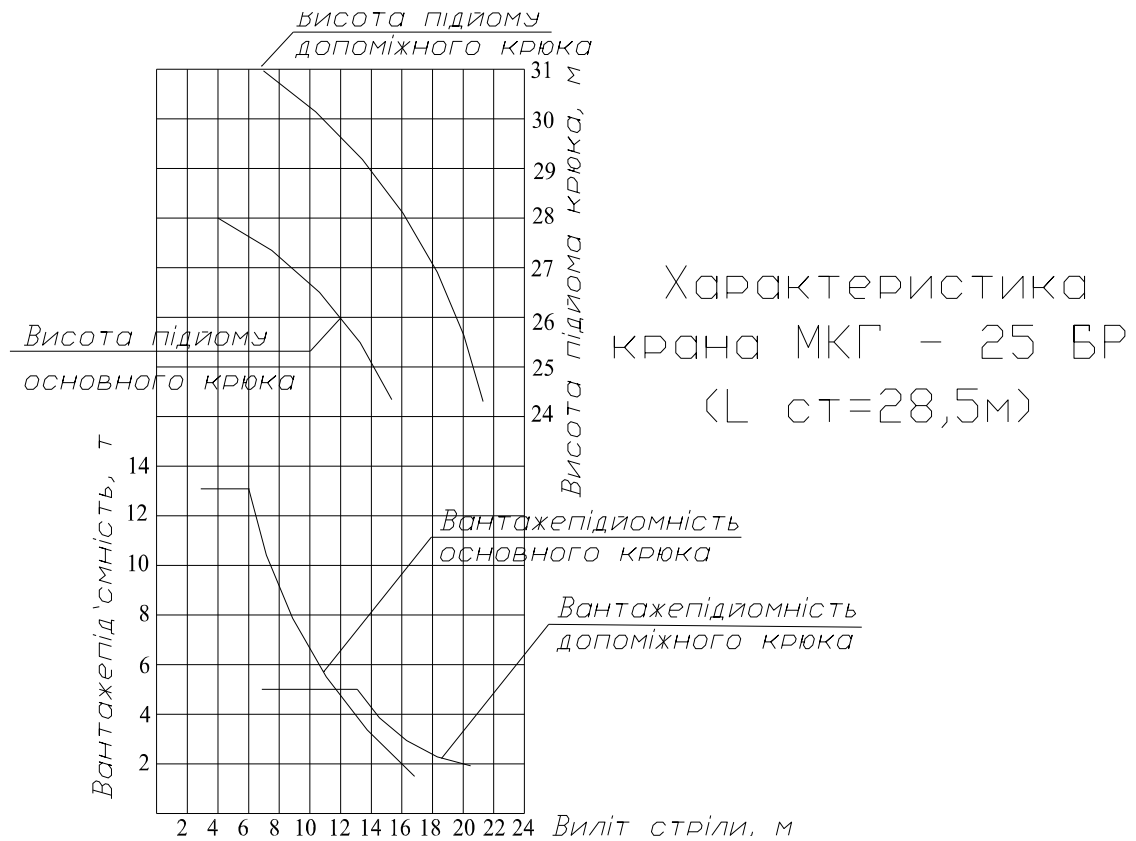


Рис. 3. 1 .Характеристики крану МКГ – 25 БР

Відомості щодо прийнятих машин та механізмів наведено в таблиці 3.3.

Таблиця 3.3 Машини, обладнання та інструмент

Найменування	Тип	Марка	Кількість
Копровий агрегат з трубчатим дизель-молотом		МД-1250	1
Монтажний кран	гусеничний	МКГ-25 БР	1
Теодоліт	-	Т-30	1
Нівелір	-	Н-3	1
Рулетка	-	РС-20	1
		ГОСТ 17502-61	
Висок		ГОСТ 79-80-71	1

Кувалда		ГОСТ 11402-65	1
Лом		ЛН-24, ГОСТ 1405-72	2
Ключ для обертання паль			2
Прилад, що вимірює відказ			1

3.2.4 Вказівки до виконання робіт

При виконанні робіт із забивання залізобетонних паль необхідно керуватися ДБН [16] та нормативами [17].

До початку робіт із забивання паль необхідно, щоб був складений та узгоджений із підприємством-постачальником графік постачання комплектів паль на будмайданчик.

Палі, що доставляються на об'єкт, повинні мати документацію, що їх супроводжує, на кожен партію паль.

Складування елементів паль згідно номенклатури на будмайданчику повинно виконуватися в штабелі. Штабелі можливо вкладати в два ряди по п'ять штук.

Перед початком робіт необхідно виконати геологічні вишукування та виконати пробне забиття.

Пробне забиття чи випробування опор є ніби то репетицією основного процесу. Воно має на меті визначення точного характеру поведінки фундаментів в ґрунті. Іноді дані геологічних випробувань, що отримані, є відмінними від фактичних. Випробування дозволяють вчасно скоригувати проект й уникнути непередбачених ситуацій при будівництві та експлуатації об'єкту.

Після пробного забиття ґрунтам треба дати можливість «відпочити». Тривалість перерви у роботі залежить від ґрунтових характеристик на ділянці будівництва: піски – 3 дні; глина та різномірний ґрунт – 6 днів; ґрунт, що насичений водою, – 10 днів.

Здійснивши випробування, необхідно виконувати забивку паль. Технологія занурення залізобетонних паль, що забиваються, передбачає застосування таких видів машин: молот паровий (або дизельмолот); прес гідравлічний або пневматичний; вібронасадка; віброзанурювач.

Весь процес робіт можна поділити на три етапи. Занурення починається з висвердлювання свердловини, що калібрує. Її глибина як правило сягає третини довжини фундаменту. Замість свердловини, що калібрує, можна також використовувати напрямні решітчасті каркаси.

На другому етапі робіт палю потрібно встановити до свердловини або Точність встановлення палі перевіряють використовуючи гідравлічний рівень. На останньому етапі палю занурюють в ґрунт, забиваючи її спеціальним механізмами.

Після того, як усі елементи фундаменту встановлені в ґрунт, необхідно влаштувати ростверк.

Під час забивання паль ведуть записи в журналі забивання паль. Акт приймання паль, що забиті, виконується згідно із:

- проекту пальових фундаментів;
- робочих креслень паль;
- паспортів виготовлення паль;
- актів геодезичної розбивки пальових фундаментів;
- виконавчих планів забивання паль;
- журналу забивання паль.

ДСТУ [18] встановлено відхилення паль від проектного положення в плані.

Приймання фундаменту пальового типу оформлюється актом, де зазначаються всі дефекти, що виявлено в процесі приймання робіт із улаштування фундаментів та терміни їх усунення й оцінювання якості робіт.

Згідно із вимогами ДБН [16], ДСТУ [17], ДБН [18] та інших нормативів виконують поопераційний контроль якості робіт із забивання збірних залізобетонних паль.

3.2.5 Вказівки з техніки безпеки

До виконання робіт із улаштування паль, таких як забивання паль, шпунта, зрубів оголовків паль, допускаються робітники, яким виповнилося 18 років та які пройшли навчання з техніки виконання пальових робіт. Навчання повинно відбуватися за програмою, що затверджена. Повинні робітниками бути складені іспити й повинно ними бути отримане відповідне посвідчення.

Лише при наявності проекту виконання робіт чи схеми виконання робіт дозволено виконувати роботи із улаштування паль.

В цих документах в обов'язковому порядку повинні бути висвітлені питання щодо створення умов із безпечного виконання робіт й на будмайданчику взагалі, й на конкретному робочому місці. Повинно бути забезпечене якісне освітлення будмайданчика, проїздів, проходів і робочих місць. Повинно бути забезпечене безпечне виконання робіт взимку. Забезпечується санітарно-гігієнічне обслуговування робітників.

Майданчик, на якому виконують забивання паль (шпунтів), монтаж, демонтаж або ремонт копрового агрегату, зрізання оголовків паль необхідно огородити парканом, якщо будівництво відбувається в межах населеного пункту. В пунктах, де населення відсутнє, майданчик огорожують дротяною огорожею.

При установці копра до котловану повинні вживатися заходи, що протидіють обваленню ґрунтів в укосах, що незакріплені. Копер обладнують звуковою сигналізацією.

На копрі влаштовують обмежувачі піднімання. На мачті або рамі копрового агрегату вказують гранично допустиму вагу молота та палі (шпунта).

Робітники копрової установки повинні забезпечуватися запобіжними поясами, касками й окулярами, що не б'ються.

Робота копрів під час вітру із силою понад 6 балів (швидкість вітру від 99 до 124 м /сек) припиняється. Копер закріплюють спеціальним рейковими захватами, що утримують механізм в проектному положенні. При потужному вітрі (більше 15 м /сек) вживають додаткові заходи щодо закріплення копра — зміцнення розтяжками.

В неробочий час механізми копрового агрегату зупиняються, пускові механізми відключаються від мережі живлення та замикаються на замок. Копрова установка при цьому повинна бути закріпленою протиугінними механізмами. Заборонено під час роботи установки чистити, змащувати та виконувати інші маніпуляції на механізмі копра.

Майданчик, де працює копер, та сходи для підйому робітників огорожуються поручнями висотою не менше 12 см та бортовими дошками висотою не менше 15 см. На сходах із кутом нахилу до горизонту понад 75 ° і висоті понад 5 м повинні влаштовуватися, починаючи з 3 м, огороження в вигляді дуг з трьома поздовжніми зв'язками. Взимку майданчики копра повинні регулярно очищуватися від снігу та льоду та посипатися або піском, або шлаком, або попелом.

Для забезпечення стійкості копрового агрегату на рамі копра влаштовують противагу. Противагою можуть бути залізобетонні блоки, сталеві чушки, ящики з піском.

До виконання робіт із влаштування паль приступають лише після одержання письмового дозволу установ, які займаються експлуатацією підземних комунікацій. Необхідно вживати заходів із захисту підземних споруд та комунікацій від їх можливого пошкодження при виконанні пальових робіт.

При виявленні несправності механізму копра Копер негайно зупиняють, якщо виявляють несправність будь-якої його частину чи окремого механізму. Потім вживають заходи щодо усування цих несправностей.

3.2.6 Технічні вимоги та контроль якості процесу

Таблиця Схема операційного контролю якості робіт

Найменування операцій, що підлягають контролю		Контроль якості виконання операцій			
		склад	способи	час	служба, що залучена
виробником робіт	Майстром				
Підготовчі роботи	-	Планування дна котловану. Виноска та закріплення осей. Якість паль. Наявність паспортів на палі. Складування паль	Нівеліром, теодолітом, рулеткою, сталевим метром, візуально	До початку та в процесі робіт	Геодезична служба, будівельна лабораторія
	Забивка паль	Якість паль. Центрівка та вертикальність паль. Відповідність палебійного агрегату	Теодолітом, виском, ведення журналу забивання паль, візуально	У процесі робіт	Геодезична служба, відділ головного механіка
Випробування паль	-	Несуча здатність паль	Динамічні та статичні випробування	При пробне забиття та на вимогу проектної організації	Будівельна лабораторія

Заходи з охорони праці

1. При виконанні забивних робіт необхідно керуватись нормами ДБН [10], Правилами [11], Правилами [12], Правилами [13] та Типовою інструкцією [14].
2. Під час монтажу, демонтажу крану необхідно керуватися технологічною схемою й інструкцією.
3. З-поміж інженерно-технологічних працівників призначають особу, яка відповідає за безпечне здійснення робіт. Особа повинна мати відповідне посвідчення.

4. Особа, що відповідає за безпечне виробництво робіт з переміщення вантажів за допомогою кранів не повинна дозволяти використання немаркованих, несправних пристосувань. Не повинні використовуватися пристосування, що не відповідають вантажопід'ємності, характеру вантажу, зміні вантажозахватних пристосувань.
5. Будмайданчик повинен бути освітлений у відповідності з „Вказівками щодо проектування електроосвітлення будівельних майданчиків”.
6. Дотримуватись вимог пожежної безпеки на будівельному майданчику у відповідності із ДБН та Типовими правилами [15]. В наявності повинні бути засоби пожежогасіння: ящик з піском, пожежний щит й вогнегасник в побутовому приміщенні (1 шт).

Список використаних джерел

- 1 ДБН «Теплова ізоляція будівель»
2. (ГОСТ 530-80).
3. ДБН кліматологія та геофізика
4. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення
5. Фундаменти та їх конструктивні рішення. [Електронний ресурс]: <http://um.co.ua/10/10-2/10-208176.html>
6. Готман А.Л., Шеменков Ю.М. Исследование работы фундаментов в вытрамбованных котлованах на вертикальную нагрузку и их расчет // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. 2015. №3. URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/issledovanie-raboty-fundamentov-v-vytrambovannyh-kotlovanah-na-vertikalnuyu-nagruzku-i-ih-raschet> (дата обращения: 09.12.2021).
7. Разновидности фундамента и критерии выбора. [Електронний ресурс]: <https://dniprobud.com.ua/articles/raznovidnosti-fundamenta-i-kriterii-vybora>
8. Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук за спеціальністю 05.23.02 - основи і фундаменти (19 – архітектура та будівництво). – Харківський національний університет будівництва та архітектури, Державний вищий навчальний заклад «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури», Харків, 2017. [Електронний ресурс]: https://pgasa.dp.ua/wpcontent/uploads/2018/03/dis_samorodov.pdf
9. ДБН А.2.2-3-97 Состав, порядок разработки, согласование и утверждение проектной документации для строительства.
10. ДБН А.3.2-2-2009 Охрана труда і промислова безпека в будівництві
11. НПАОП 0.00-1.01-07. Правила будови і безпечної експлуатації вантажопідіймальних кранів (32437)
12. Правила улаштування електроустановок. Глава 1.1-1.9. http://mpe.kmu.gov.ua/minugol/control/uk/publish/article?art_id=245088406&cat_id=222219

13. Правила технічної експлуатації електроустановок споживачів (ПТЕЕС)

Джерело: <https://www.sop.com.ua/article/828-pravila-tehnchno-ekspluatats-elektroustanovok-spojivachv>

Повне або часткове копіювання будь-яких матеріалів сайту, цитування, публікація їх анотованих оглядів допускаються лише з письмового дозволу редакції сайту

14. Типова інструкція для осіб, відповідальних за безпечне проведення робіт з переміщенням вантажів кранами (НПАОП 00.0-5.06-94)

<https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z0060-95#Text>

15. Правил пожежної безпеки в компаніях, на підприємствах та в організаціях енергетичної галузі України. <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z0328-19#Text>

16. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12).

17. ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 Настанова щодо проведення земляних робіт та улаштування основ і фундаментів

18. ДБН А.3.1-5-2009 Організація будівельного виробництва.

19. Переваги та недоліки технологій багатоповерхового житлового будівництва. [Електронний ресурс]: <https://dolg-nalog.ru/uk/news/preimushchestva-i-nedostatki-tehnologii-mnogoetazhnogo-domostroeniya-aktualnost.html>

ДОДАТКИ

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**

**МАТЕРІАЛИ
ВСЕУКРАЇНСЬКОЇ НАУКОВОЇ
КОНФЕРЕНЦІЇ СТУДЕНТІВ
ТА АСПІРАНТІВ, ПРИСВЯЧЕНОЇ
МІЖНАРОДНОМУ ДНЮ СТУДЕНТА**

(15-19 листопада 2021 р.)

Суми – 2021

Рекомендовано до друку науково-координаційною радою Сумського національного аграрного університету (протокол № 4 від 26.11.2021 р.)

Редакційна рада:

Ладика В.І., академік НААН України
Данько Ю.І., д.е.н., професор
Пасько О.В., к.е.н., доцент

Редакційна колегія:

Бричко А.М., к.е.н., доцент
Михайліченко М.А., к.і.н., доцент
Кисельов О.Б., к.с.-г.н., доцент
Шкромада О.І., д.вет.н., доцент
Душин В.В., к.т.н., доцент
Масик І.М., к.с.-г.н., доцент
Степанова Т.М., к.т.н., доцент
Соларьов О.О., к.т.н., доцент

**Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів і аспірантів,
присвяченої Міжнародному дню студента – (15-19 листопада 2021 р.).
– Суми, 2021. – 602 с.**

У збірку увійшли тези доповідей Всеукраїнської наукової конференції студентів і аспірантів,
присвяченої Міжнародному дню студента.
Для викладачів, студентів, аспірантів.

ОСОБЛИВОСТІ КІНЦЕВОЕЛЕМЕНТНОГО МОДЕЛЮВАННЯ З'ЄДНАННЯ «ПЛИТА-КОЛОНА»

Бережна Г.О, студ. 2 курсу ОС «Магістр», спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія»
Срібняк Н.М., к.т.н., доцент кафедри будівельних конструкцій

Питання адекватного моделювання різнорозмірних елементів кінцевоелементної схеми є й було завжди актуальним. При моделюванні стику плита-колонна у безригельному каркасі (рис.1) слід враховувати кількість ступенів свободи у вузлі елемента. Так, стрижневий КЕ 10 має 6 ступенів свободи у вузлі (X, Y, Z, uX, uY, uZ). Елемент оболонка має 5 ступенів свободи вузлі (X, Y, Z, uX, uY) [1]. Крім того, згинальний момент у стрижні незалежно від розмірів сітки, передається на плиту як момент, зосереджений вузлі сітки (зосередженість моменту впливає з одномірності стрижневого елемента). З іншого боку, плита під дією зосередженого згинального моменту отримує нескінченний кут повороту в площині дії моменту в місці його застосування, а точніше у виразі для кута повороту виникає особливість логарифмічного типу. Таким чином, плита не чинить опору на зосереджений поворот, а отже, і не затискає елементів каркасу [2]. Таким чином, згущення сітки КЕ плити навколо колони призводить до зниження згинального моменту в колоні. Для того, щоб коректно описати вузол пару плити перекриття й колони, слід розглянути конструктивне рішення в місці примикання колони.

Елементи плити, що потрапляють у поперечний переріз колони, можуть розглядатися як абсолютно жорстке тіло, яке не змінює своїх розмірів за будь-яких змін сітки КЕ плити.

Цього можна досягти наступним шляхом:

- моделювання колони об'ємними кінцевими елементами (рис.2,а);
- моделювання колони стрижнем та введення фіктивних елементів великої жорсткості за контуром колони (рис.2,б);
- моделювання колони стрижнем з використанням АЖТ (абсолютно жорсткого тіла) за розміром поперечного перерізу колони (рис.2,в).



Рис.1 Будівля з монолітним каркасом

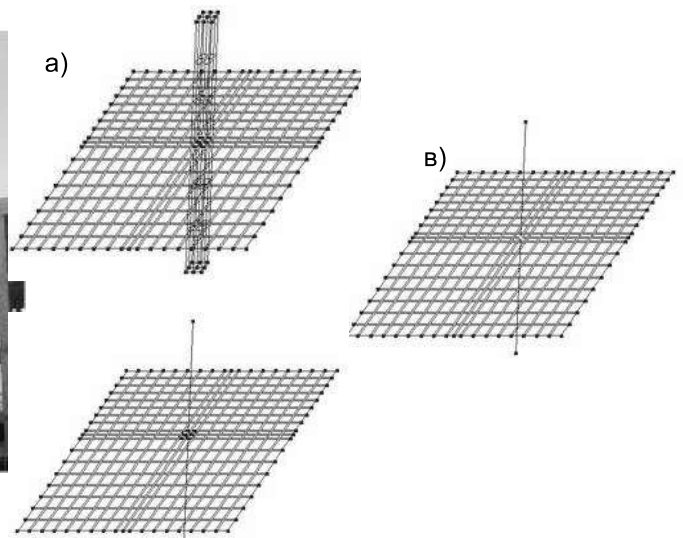


Рис.2. Способи моделювання з'єднання колони з плитою:
а-колонна із об'ємних КЕ; б- «паучок» із стержнів великої жорсткості;
в- введення АЖТ за розміром перерізу колони [1].

Числові розрахунки трьох моделей показали, що для всіх варіантів на рис.2 згинальний момент у плиті однаковий (близький) для всіх варіантів, а згинальний момент у колоні не залежить від крупності КЕ плити. Створення АЖТ виконується за допомогою виділення на схемі відповідних вузлів та надання одному з них статусу ведучого (головного) вузла. Отже, моделювання з'єднання одним із вищенаведених способів не викривляє зусилля в конструктивних елементах каркасу та може бути використано в практиці моделювання кінцевоелементних схем.

Список використаної літератури:

1. Сопряжение плита-колонна. <https://rflira.ru/kb/108/664/>
2. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В.Перельмутер., В.И.Сливкер.- Киев, Изд-во «Сталь», 2002 — 600 с.: ил.

Галушка О.С. АНАЛІЗ ТЕХНОЛОГІЇ ГОДІВЛІ КОРІВ ТА ЇЇ УДОСКОНАЛЕННЯ В УМОВАХ ТДВ «МАЯК» ОХТИРСЬКОГО РАЙОНУ	134
Горбовцова В.М. ЕФЕКТИВНІСТЬ ВИКОРИСТАННЯ КОМБІКОРМІВ ВЛАСНОГО ВИРОБНИЦТВА ПРИ ВИРОЩУВАННІ РЕМОНТНИХ ТЕЛИЦЬ В УМОВАХ ТДВ «МАЯК» ОХТИРСЬКОГО РАЙОНУ.....	135
Козел І. ДОСЛІДЖЕННЯ ЯКОСТІ МОЛОКА В УМОВАХ ТОВ «МЕНА-АВАНГАРД» КОРЮКІВСЬКОГО РАЙОНУ ЧЕРНІГІВСЬКОЇ ОБЛАСТІ ТА ВИЗНАЧЕННЯ ЙОГО ПРИДАТНОСТІ ДЛЯ ВИРОБНИЦТВА СІРІВ.....	136
Нікітін А.С. ШЛЯХИ ОПТИМІЗАЦІЇ КОРМОВОЇ БАЗИ ТА ТЕХНОЛОГІЇ ГОДІВЛІ ВЕЛИКОЇ РОГАТОЇ ХУДОБИ В УМОВАХ ТОВ ІМ. ШЕВЧЕНКА СУМСЬКОГО РАЙОНУ	137
Романченко М. ВИКОРИСТАННЯ ОКСИДУ ЦИНКУ ПРИ ВИРОЩУВАННІ ПОРОСЯТ НА ДОРОЩУВАННІ.....	138
Харченко О.А. ТЕХНОЛОГІЯ ГОДІВЛІ КОРІВ ТА ЇЇ УДОСКОНАЛЕННЯ В УМОВАХ ДГ ІСПС НААН	139
Мовчан Д. Б., Римар В.О. АНАЛІЗ ІННОВАЦІЙНИХ ЗАХОДІВ З УДОСКОНАЛЕННЯ ТЕХНОЛОГІЇ ВІДТВОРЕННЯ СВИНЕЙ НА ТОВАРНІЙ СВИНОФЕРМІ З ПОВНИМ ЦИКЛОМ ВИРОБНИЦТВА	140
Готунова М.С., Кобзар В.О. РЕПРОДУКТИВНІ ОСОБЛИВОСТІ ЧИСТОПОРІДНИХ ТА ПОМІСНИХ СВИНОМАТОК ПЕРШОГО ОПОРОСУ.....	141
Рубан Ю.М., Серебрякова Л.О. ОСОБЛИВОСТІ ВИРОБНИЦТВА СВИНИНИ В СФГ «КОЛОС» ЧЕРНІГІВСЬКОГО РАЙОНУ	142
Кузякін С.С., Чечельницька Т.П. ПЕРСПЕКТИВИ РОЗВИТКУ НАЦІОНАЛЬНИХ ПРОГРАМ ДРЕСИРУВАННЯ ВСЕУКРАЇНСЬКОЇ ГРОМАДСЬКОЇ ОРГАНІЗАЦІЇ «КІНОЛОГІЧНА СПІЛКА УКРАЇНИ».....	143
Ков'єва А.В. УДОСКОНАЛЕННЯ ТЕХНОЛОГІЇ ВИРОБНИЦТВА СВИНИНИ ЗА РАХУНОК ПОКРАЩЕННЯ УМОВ УТРИМАННЯ ПІДСИСНИХ ПОРОСЯТ В УМОВАХ ТОВ «НВП «ГЛОБІНСЬКИЙ СВИНОКОМПЛЕКС».....	144
Денисенко А.В. ОСОБЛИВОСТІ ВИКОРИСТАННЯ СОБАК РІЗНИХ ПОРІД У КІНОЛОГІЧНИХ ПІДРОЗДІЛАХ НАЦІОНАЛЬНОЇ ПОЛІЦІЇ УКРАЇНИ	145
Давиденко Д.О., Федотова А.А., Приходько М.Ф. СУЧАСНІ МЕТОДИ ЗБІЛЬШЕННЯ ТЕРМІНУ ЗБЕРІГАННЯ ПИТНОГО МОЛОКА	146
Щебак Є.О. ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ РІЗНИХ МЕТОДІВ СЕКСИНГУ МОЛОДНЯКУ СІЛЬСЬКОГОСПОДАРСЬКОЇ ПТИЦІ В УМОВАХ ІНКУБАТОРНО-ПТАХІВНИЧОЇ СТАНЦІЇ смт. СТЕПАНІВКА СУМСЬКОГО РАЙОНУ	147
Бартенєва Л.С. ОСОБЛИВОСТІ МЕТОДОЛОГІЇ ПІДГОТОВКИ СОБАК ДО СЛУЖБОВОГО ВИКОРИСТАННЯ У ДЕРЖАВНІЙ КРИМІНАЛЬНО-ВИКОНАВЧІЙ СЛУЖБІ УКРАЇНИ	148
Волос Ю.Б. АНАЛІЗ СТАНУ ПОГОЛІВ'Я СОБАК ПОРОДИ ШИ ТЦУ В ХАРКІВСЬКІЙ ОБЛАСТІ ЗА ПОКАЗНИКАМИ ЕКСТЕР'ЄРУ.....	149
Обуховська І.Ю. РЕКЛАМНІ КАМПАНІЇ ЗООБРЕНДІВ ЯК PR-ЗАСОБИ У СУЧАСНОМУ СОБАКІВНИЦТВІ.	150
Мамедова О.В. ЗАСТОСУВАННЯ СОБАК ЛЯГЯВИХ ПОРІД У МИСЛИВСТВІ	151
Челнак К.О., Білоус М.О., Левченко І.А., Карлашов О.М. ДОСЛІДЖЕННЯ ЗВ'ЯЗКУ МІЖ ПОКАЗНИКАМИ МОЛОЧНОЇ ПРОДУКТИВНОСТІ КОРІВ.....	152
Свисенко С.В. ПОРІВНЯЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОЧИХ ЯКОСТЕЙ ЛІНІЙ СЕРЕДНЬОАЗІАТСЬКИХ ВІВЧАРІВ ЗА ПРОГРАМОЮ «ОХОРОННИЙ СОБАКА-А».....	153

БУДІВЕЛЬНИЙ ФАКУЛЬТЕТ

Андросов Є.В. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ЗБІРНИХ РЕБРИСТИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ НА РОБОТУ МЕТАЛЕВИХ ФЕРМ, ЩО СПИРАЮТЬСЯ В РІВНІ НИЖНЬОГО ПОЯСУ.....	154
Асадчий М.А. ОЦІНКА КЛАСУ ВОГНЕСТІЙКОСТІ НЕСУЧОЇ КАМ'ЯНОЇ СТІНИ.....	155
Бабков Є.В. ВЗАЄМОВПЛИВ НАБИВНИХ ПАЛЬ У ПРОБИТИХ СВЕРДЛОВИНАХ	156
Бережна Г.О. ОСОБЛИВОСТІ КІНЦЕВОЕЛЕМЕНТНОГО МОДЕЛЮВАННЯ З'ЄДНАННЯ «ПЛИТА-КОЛОНА»	157
Борщ Д.С. ДОСЛІДЖЕННЯ РЕКОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД СПОСОБОМ НАДБУДОВИ	158
Василенко С.О. ОСОБЛИВОСТІ БЛАГОУСТРОЮ ТЕРИТОРІЇ УНІВЕРСИТЕТСЬКИХ КАМПУСІВ	159
Ведмідера О.А., Роговий С.І. БУДІВЛЯ «ДИТЯЧА КЛІНІЧНА ЛІКАРНЯ СВЯТОЇ ЗІНАЇДИ» В М. СУМИ.....	160
Войтович М.М., Срібняк Н.М. ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ЧАСТОРЕБРИСТОГО ПЕРЕКРИТТЯ	161
Восколович А.О., Срібняк Н.М. СУМІСНА РОБОТА ЗБІРНИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ В СКЛАДІ ДИСКУ ПЕРЕКРИТТЯ.....	162
Гайдар А.Д., Бородай Д.С. ФАКТОРИ, ЩО ВПЛИВАЮТЬ НА ПРОЕКТУВАННЯ РЕКРЕАЦІЙНО-ОЗДОРОВЧИХ КОМПЛЕКСІВ УКРАЇНИ.....	163
Гнезділова А.О. АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНА ОРГАНІЗАЦІЯ ТУРИСТИЧНО-ЛІКУВАЛЬНО-ОЗДОРОВЧОГО КОМПЛЕКСУ.....	164
Горбаченко В.А. АРМУВАННЯ МЕТАЛЕВИМИ ПРОФІЛЯМИ ҐРУНТОЦЕМЕНТНИХ ПАЛЬ	165

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

МАТЕРІАЛИ

науково-практичної конференції
викладачів, аспірантів та студентів
Сумського НАУ

(19-23 квітня 2021 р.)

УДК 631.4(477.52-25(06))

Рекомендовано до друку науково-координаційною радою Сумського національного аграрного університету (протокол № 9 від 23.04.2021 р.)

Редакційна колегія:

Данько Ю.І., д.е.н., професор
Пасько О.В., к.е.н., доцент
Бричко А.М., к.е.н., доцент
Михайліченко М.А., к.і.н., доцент
Кисельов О.Б., к.с.-г.н., доцент
Шкромада О.І., д.вет.н., доцент
Душин В.В., к.т.н., доцент
Масик І.М., к.с.-г.н., доцент
Степанова Т.М., к.т.н., доцент
Соларьов О.О., к.т.н., доцент

М 34 Матеріали науково-практичної конференції викладачів, аспірантів та студентів Сумського НАУ (19-23 квітня 2021 р.). – Суми, 2021. – 478 с.

У збірку увійшли тези доповідей науково-практичної конференції викладачів, аспірантів та студентів Сумського національного аграрного університету.

Для викладачів, студентів, аспірантів інших навчальних закладів.

Відповідальність за точність наведених фактів, цитат та ін. лягає на авторів опублікованих матеріалів. Передрук матеріалів з дозволу редакції.

Друкується в авторській редакції

© Сумський національний
аграрний університет, 2021

ВИЗНАЧЕННЯ ХІМІЧНОГО СКЛАДУ ГЛИНИСТОЇ СИРОВИНИ ТА КЕРАМІЧНИХ ВИРОБІВ

Бережна Г.О. студ. 1м курсу ОС «Магістр», спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія»
 Срібняк Н.М., к.т.н., доцент кафедри будівельних конструкцій
 Івченко В.Д., к.т.н., доцент кафедри терапії, фармакології, клінічної діагностики та хімії
 Циганенко Л.А., к.т.н., доцент кафедри будівельних конструкцій
 Галушка С.А., старший викладач кафедри архітектури та інженерних вишукувань
 Сумський НАУ

Методи растрової електронної мікроскопії дозволяють досліджувати топографію поверхні як керамічних черепків, так і сировини для виготовлення керамічних виробів. Також методом рентгенівського мікроаналізу за величинами енергій характеристичних рентгенівських піків кожного хімічного елемента на локальній ділянці зразка є можливість визначити масову частку хімічного елемента на локальних ділянках зразків. Сучасне програмне забезпечення дозволяє провести кількісний аналіз шляхом перерахунку вмісту елементів у прийнятну для мінералогії оксидну форму.

На рис.1, а наведено топографію поверхні глинистої частки, отриману за допомогою растрової мікроскопії та визначення хімічного складу глинистої частки на локальній ділянці цієї частки (рис.1,б) за допомогою рентгенівського мікроаналізу за величинами енергій характеристичних рентгенівських піків.

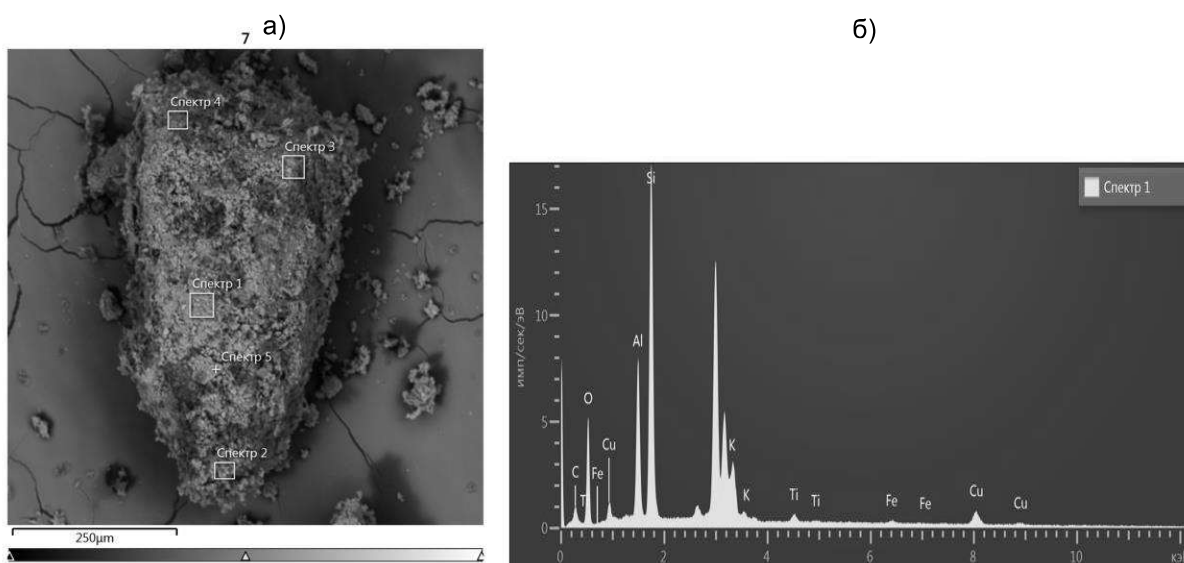


Рис. 1 Мікроструктура глиняної шихти, що досліджується –а; визначення елементного складу шихти зразків за допомогою енергодисперсійного спектрометра AZtecOne з детектором X-MaxN20 в лабораторії Центру колективного користування науковим обладнанням СумДУ-б

Спектр 1					
Елемент	Тип лінії	Вес %	Сигма вес %	Атом. %	
O	К-серія	29.93	0.62	38.78	
Al	К-серія	11.75	0.24	9.03	
Si	К-серія	28.71	0.52	21.19	
K	К-серія	3.41	0.18	1.81	
Cu	К-серія	9.18	0.37	3.00	
C	К-серія	14.60	1.35	25.20	
Ti	К-серія	1.58	0.12	0.68	
Fe	К-серія	0.85	0.17	0.32	
Всього		100.00		100.00	

Рис. 2. Хімічний склад на ділянці (спектрі №7) за рис.1 на зразку (частці) глиняної шихти

Система рентгенівського мікроаналізу хвильової дисперсії призначена для визначення елементного складу об'єктів, що досліджуються в растровому електронному мікроскопі за допомогою двох кристал-дифракційних рентгенівських спектрометрів. Система рентгенівського мікроаналізу дозволяє:

- проводити якісний аналіз елементного складу в точці або по лінії;
- проводити кількісний аналіз елементного складу;
- візуально спостерігати й реєструвати на фотоплівку розподіл певного хімічного елемента по поверхні досліджуваного об'єкта.

Система рентгенівського мікроаналізу спільно з растровим електронним мікроскопом дозволяє оцінити фазовий і хімічний склад зразків.

ЛІТЕРАТУРА

1.Звіт про науково-дослідну роботу «Вивчення особливостей формування будівельної кераміки з високими експлуатаційними властивостями» (керівник теми Срібняк Н.М.).-Суми, 2020.

Петрак М.В., Приходько М.Ф. ВИКОРИСТАННЯ РОБОТОТЕХНІКИ В М'ЯСНІЙ ПРОМИСЛОВОСТІ	122
Самохіна Є.А. ЕЛЕКТРОМАГНІТНІ ПОЛЯ В ЖИТТІ СУЧАСНОЇ ЛЮДИНИ	123

БУДІВЕЛЬНИЙ ФАКУЛЬТЕТ

Асадчий М.А. ОБГРУНТУВАННЯ ОБРАНОГО КОНСТРУКТИВУ СТІН ВІДПОВІДНО ДО ДІЮЧИХ НОРМ.....	124
Бережна Г.О., Срібняк Н.М., Івченко В.Д., Циганенко Л.А., Галушка С.А. ВИЗНАЧЕННЯ ХІМІЧНОГО СКЛАДУ ГЛИНИСТОЇ СИРОВИНИ ТА КЕРАМІЧНИХ ВИРОБІВ	125
Бура О., Циганенко Л.А. ВУЗЛИ СТРУКТУРНИХ ПОКРИТТІВ	126
Гайдар А.Д. РЕСТАВРАЦІЯ ЗНЕСЕНОЇ ЦЕРКВИ ПОКРОВИ ПРЕСВЯТОЇ БОГОРОДИЦІ У М. РОМНИ	127
Горбашенко В.А. АРМУВАННЯ ГРУНТОЦЕМЕНТНИХ ПАЛЬ ДЛЯ ПІДВИЩЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ	128
Гузела К.В. ОСОБЛИВОСТІ ФУНКЦІОНАЛЬНО-ПЛАНУВАЛЬНОЇ ОРГАНІЗАЦІЇ ГЕРІАТРИЧНИХ ПАНСІОНАТІВ	129
Забуга О., Срібняк Н.М., Душин В.В., Івченко В.Д., Циганенко Л.А. ДОСЛІДЖЕННЯ СТРУКТУРИ СУГЛИНКУ З ВИКОРИСТАННЯМ ЕЛЕКТРОННОЇ МІКРОСКОПІЇ	130
Кулик В.В. ДЕФЕКТИ ТА ПОШКОДЖЕННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ ХІМІЧНОЇ ПРОМИСЛОВОСТІ ПРИ ЇХ ЕКСПЛУАТАЦІЇ	131
Лобода І.В., Шульга А.В., Срібняк Н.М. РЕКОНСТРУКЦІЯ ЧАСТИНИ НЕЖИТЛОВОЇ БУДІВЛІ ПО ВУЛ. ЛЮБЕЦЬКА У М. ЧЕРНІГОВІ.....	132
Маслов І., Срібняк Н.М., Івченко В.Д., Циганенко Л.А., Галушка С.А. ПІДГОТОВКА ЗРАЗКІВ ДЛЯ ДОСЛІДЖЕННЯ НА ЕЛЕКТРОННОМУ СКАНУЮЧОМУ МІКРОСКОПІ РЕМ-10бі	133
Мірошніченко Ю. СТРУКТУРНІ ПОКРИТТЯ	134
Монастиренко В. ЗМІСТ І СУТНІСТЬ ТЕХНОЛОГІЇ БУДІВНИЦТВА	135
Морська Л.Ф., Циганенко Л.А. РОБОТА РЕБРИСТИХ КОНСТРУКЦІЙ	136
Мукосєєв В.М., Великодний Д.В. ОГЛЯД ДОСЛІДЖЕНЬ ПРОЦЕСУ ЗАНУРЕННЯ ПАЛЬ	137
Мукосєєв В.М., Копоть С.А. УЯВЛЕННЯ ПРО СТВОРЕННЯ НППС	138
Ніфонтова А.А. ОСОБЛИВОСТІ РЕКОНСТРУКЦІЇ БАГАТОКВАРТИРНОЇ ЖИТЛОВОЇ ЗАБУДОВИ В КРАЇНАХ ЄВРОПИ	139
Півторак Д.М., Срібняк Н.М., Івченко В.Д., Галушка С.А. МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕНЬ ГЛИНИСТОЇ СИРОВИНИ ТА КЕРАМІЧНИХ ЧЕРЕПКІВ.....	140
Півторак Д.М. РУЙНУВАННЯ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ ТА ЇХ ПРИЧИНИ.....	141
Поливода В.С. ОСОБЛИВОСТІ УРАХУВАННЯ ТИМЧАСОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА ПЕРЕКРИТТЯ	142
Саюк Ю., Христин Я. ТОРГОВЕЛЬНО-РОЗВАЖАЛЬНІ ЦЕНТРИ	143
Скрипка Є.О. ВИЗНАЧЕННЯ МОДУЛЮ ДЕФОРМАЦІЇ ГРУНТОЦЕМЕНТУ	144
Спірідонов О.О., Бородай Д.С. ОСОБЛИВОСТІ АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНОЇ ОРГАНІЗАЦІЇ ГОТЕЛЬНО-РЕСТОРАННИХ КОМПЛЕКСІВ.....	145
Тараненко С.В. АРХІТЕКТУРНІ ПРИЙОМИ РЕКОНСТРУКЦІЇ ЖИТЛОВИХ ТА ГРОМАДСЬКИХ БУДІВЕЛЬ В УМОВАХ СУЧАСНОГО МІСТА	146
Тарасенко А.О., МЕТОДИ ВИПРОБУВАННЯ ПІДСИЛЕНИХ ОСНОВ	147
Шаповал В.А., Бородай Д.С. ПРИЙОМИ АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНОЇ ОРГАНІЗАЦІЇ БАГАТОПОВЕРХОВИХ ЖИТЛОВИХ КОМПЛЕКСІВ З ОБСЛУГОВУВАННЯМ НА ПРИКЛАДІ М. СУМИ	148

ФАКУЛЬТЕТ ВЕТЕРИНАРНОЇ МЕДИЦИНИ

Касьяненко К.С., Камбур М.Д., Замазій А.А. ОБМІН БІЛКІВ В ОРГАНІЗМІ СОБАК ЗАЛЕЖНО ВІД ТИПУ ВНД.....	149
Касьяненко К.С., Камбур М.Д., Замазій А.А. ВПЛИВ СТРЕСУ НА ОБМІН БІЛКІВ В ОРГАНІЗМІ СОБАК ЗАЛЕЖНО ВІД ТИПУ ВНД	150
Ярошенко О.С., Камбур М.Д., Замазій А.А. ВПЛИВ КОРЕКЦІЇ ОБМІННИХ ПРОЦЕСІВ В ОРГАНІЗМІ СУХОСТІЙНИХ КОРІВ НА ЕНЕРГЕТИЧНИЙ ОБМІН ТА ДИХАННЯ У НОВОНАРОДЖЕНИХ ТЕЛЯТ	151
Ярошенко О.С., Камбур М.Д., Замазій А.А. КОРЕКЦІЯ ОБМІННИХ ПРОЦЕСІВ В ОРГАНІЗМІ СУХОСТІЙНИХ КОРІВ.....	152
Сакун В.С., Камбур М.Д., Замазій А.А., Плюта Л.В. БІЛКОВИЙ ОБМІН В ОРГАНІЗМІ КІШОК ЗАЛЕЖНО ВІД КОРМОВОЇ ДОБАВКИ	153
Сакун В.С., Камбур М.Д., Замазій А.А., Плюта Л.В. ОБМІН БІЛКІВ, ПРОЦЕСИ ТЕРМОРЕГУЛЯЦІЇ ТА ПОКАЗНИКИ ГЕМОСТАЗУ У КІТНИХ КІШОК ПІД ВПЛИВОМ КОРЕКЦІЇ ГОМЕОСТАЗУ.....	154