

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: Будівельних конструкцій
Спеціальність: 192 "Будівництво та цивільна інженерія"

З А В Д А Н Н Я
НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ
Ніколаєнко Максим Романович

1. Тема роботи: 5-поверхова житлова будівля в м.Суми.

Затверджено наказом по університету №2254-н від "23" вересня 2021р.

2. Строк здачі студентом закінченої роботи: "10" грудня 2021 р

3. Вихідні дані до роботи: _____

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

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: Будівельних конструкцій

**РОЗРАХУНКОВО-ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
ДО МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ**

ОС « МАГІСТР»

На тему: *5-поверхова житлова будівля в м.Суми.*

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

Виконав: *студент 2м курсу
Ніколаєнко Максим Романович*

Керівник : *к.т.н.доц. Савченко Олександр Сергійович*

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

СУМИ 2021

РЕЦЕНЗІЯ НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

П.І.Б. студента : *Ніколаєнко Максим Романович*

Тема магістерської кваліфікаційної роботи: *5-поверхова житлова будівля в м. Суми.*

Об'єм роботи:

кількість листів креслень _____

сторінок пояснювальної записки _____

Висновок про ступінь відповідності виконання роботи завданню:

Характеристика виконання магістерської кваліфікаційної роботи, ступінь використання студентом останніх досягнень науки та техніки

Перелік позитивних якостей магістерської кваліфікаційної роботи

Перелік основних недоліків магістерської кваліфікаційної роботи (якщо останні мали місце)

Відгук про проект в цілому та оцінка, яка пропонується _____

Рецензент:

/к.е.н.доц. Богінська Л.О./

Вступ

Протягом майже трьох десятиліть Світовий банк публікує дослідження та надає рекомендації щодо фінансування житла для країн, які зверталися за технічною чи фінансовою підтримкою в цій сфері. Житлове фінансування відіграє надзвичайно важливу роль на стику економіки та фінансового сектора. Ця тема також об'єднує багато аспектів правової, культурної, фінансової, економічної та регуляторної політики країни і робить це для покращення життя людей.

Робота, проведена за ці роки, допомогла багатьом країнам, що розвиваються, розвинути свої ринки житлової іпотеки, сподіваюся, не піддаючи їхні фінансові системи невиправданим ризикам, на відміну від нещодавньої кризи субстандартних кредитів у США. Ця еволюція дозволила більшій кількості людей, зокрема серед працівників офіційного сектору із середнім рівнем доходу, у всьому світі отримати доступ до фінансування житла та володіти будинком, коли раніше ця мета здавалася неможливою.

Тим не менш, частка працездатного населення в країнах з економікою, що розвивається, яка має доступ до фінансування для інвестування в житло, залишається меншою, що негативно впливає на умови життя та процвітання багатьох людей. Доступ до житла залишається однією з найбільш грізних проблем розвитку 21 століття.

У цьому контексті дивовижно, що оренда житла як критична складова будь-якої житлової політики залишається практично недоторканою в більшості, якщо не в усіх країнах, що розвиваються, незважаючи на те, що є об'єктом значної уваги та підтримки в більшості розвинених економік. Простіше кажучи, у кожній країні є певна частина населення, яка не може дозволити собі купити житло, не має права на іпотеку або просто не хоче володіти будинком на певному етапі свого життя.

Розвиток ринків оренди житла також критично залежить від сприятливого середовища в країні (закони, нормативні акти, оподаткування)

та спроможності залучати значні фінансові ресурси від інвесторів та фінансистів. Фіскальне ставлення до цього сектору державними органами також може відігравати вирішальну позитивну чи негативну роль у розширенні (або ні) доступному секторі оренди.

З 1980-х років, коли кілька країн, що розвиваються, скасували різні форми політики контролю за орендою житла, ринки оренди житла залишалися сиротами будь-якої комплексної та доступної житлової політики, тоді як власність житла була об'єктом усієї уваги, іноді ціною розтягнення межі доступності за межі здорових фінансових або фіскальних правил. Зараз сектор оренди заслуговує на більшу увагу та розгорнуту експертизу. При належному розвитку ринки оренди можуть відігравати величезну роль у просуванні доступного та гідного житла. У країнах, що розвиваються, стає все більше людей, і вони живуть у поганих, неформальних житлових умовах. Критичний виклик розвитку ринків оренди стає все більш важливим, оскільки світ стає все більш урбанізованим, а демографічний тиск продовжує збільшувати попит на доступне та гідне житло. Ринки оренди також відіграють ключову роль у підвищенні ринкової вартості житлових активів і в отриманні доходів від незаблокованого багатства житла.

Враховуючи цю конкретну ситуацію, може не існувати простої стратегії стабільного розвитку сектору оренди разом із відповідними фінансовими інструментами. У більшості країн існують можливості для здійснення невеликих, поетапних кроків, які можуть дозволити ринку оренди житла розвиватися.

Розділ 1. Архітектурно-будівельний

1.1. Ситуаційний план

Для забудови, що проектується, прийнятий майданчик в м. Суми.

Благоустрій ділянки після закінчення будівництва включає вертикальне планування, штучне покриття майданчиків і проїздів, спорудження малих архітектурних форм і озеленення.

Розміри земельної ділянки прийняті з розрахунку 32 м²/чол.

На генплані розташовані: будинок, що проектується, будинки, що існують, площадки для відпочинку дорослих, ігрові майданчики для дітей дошкільного й молодшого шкільного віку, площадки для сушіння білизни, чищення килимів, сміттєзбиральники, стоянка для автомобілів.

Дворовий проїзд шириною 3,5 м – кільцевий з виїздом на вулицю. Профіль проїздів складається із проїзжої частини й однобічного тротуару шириною 1,5 м. Ширина проїзжої частини вулиці 5,5 м, тротуару – 3 м.

Площадка відпочинку для дорослих має покриття із тротуарної плитки. На площадці встановлені столи з лавами й тенісний стіл.

Дитячі майданчики розміщені в полі видимості вікон прилеглих будинків. Покриття площадок поліпшене ґрунтове. На площадках встановлені гойдалка, качалки, гірка, пісочниці, навіс і грибок, лави.

Площадки для чищення килимів і сушіння речей обладнані металевими рамами, а для сушіння білизни – стійками з гачками для мотузок і встановлені лави.

Переносні сміттєзбиральники встановлені на спеціальних площадках у виїздів.

Навколо будівлі передбачені під'їзди та площадки для пожежних машин. Проїзди мають асфальтобетонне покриття, а тротуари покриття з бетонних кольорових плиток. Також на ділянці на відстані 25 м від будинку розташований пожежний гідрант, який підключен до міської мережі водопостачання.

Вибір ділянки для будівництва обґрунтовувався акустичними розрахунками, які враховували існуючі, та перспективні ситуації стосовно зовнішніх джерел акустичної енергії

По всій території житлової забудови зроблене озеленення, що складається з дерев листяних і хвойних порід, чагарників рядової і групової посадки, квітників і газонів.

Основні приміщення будинку, що проектується орієнтовані на північний схід і південний схід. Така орієнтація прийнята з урахуванням інсоляції й провітрювання.

Рельєф ділянки спокійний з ухилом до північного сходу. Стік води влаштовується у бік зливової каналізації.

ТЕП генплану

- S ділянки = 9643 м²
- S забудови = 570 м²
- S асфальтобетонного покриття = 2857 м²
- S озеленення = 6216 м²

1.2. Об'ємно-планувальне рішення

В дипломному проекті розроблено односекційну будівлю.

Житловий будинок має в плані прямокутну форму з габаритами 18.48×29.65 м.

Будівля має висоту (max) 21.800 метрів, включає в себе 5 поверхів, з них:

1. На позначці -2.800- підвальне приміщення під всією площею будівлі.
2. На позначці 0.000 – 15.000 поверхи під житлові приміщення.

Висота житлових приміщень будинку – 3,0 м.

Загальна площа житлових приміщень будинку складає 2287 м², із них житлова площа – 1372,2 м².

Будівля виконана з несучих цегляних стін, з зовнішнім утепленням.

В будівлі існують двохкімнатні і трьохкімнатні квартири, на п'ятому поверсі – п'ятикімнатна, дві шестикімнатних квартири.

Двокімнатних квартир – одна на поверх, всього 4 квартир в будинку, загальна площа 97,51 м², із них житлова – 40,4 м².

В квартирі знаходяться:

- два балкони – площею по 4,4 м² кожен;
- санвузол сумісний, площа якого 12,11 м²;
- дві вбудованих шафи;
- кухня 15,6 м²;
- прихожа, площею 20,67 м².

трьохкімнатних квартир по дві на поверсі, 8 квартир в будинку, із загальною площею 143,68 м² і житловою площею – 71,5 м².

В квартирі знаходяться:

- два балкони, площею 6,85 м² і 12,51 м²;
- два санвузла (один сумісний, інший без ванної) площа яких 9,0 м² і 1,9 м²;
- кухня – 24,2 м²;
- дві вбудованих шафи;
- прихожа площею 26,73 м².

П'ятикімнатних квартир – одна на п'ятому поверсі, загальною площею 204,10 м², із них житлова – 88 м².

В квартирі знаходяться:

- два балкони, площею по 4,4 м² кожен;
- два санвузла, площею по 12,11 м² кожен;
- кухня – 15,6 м²;
- дві вбудованих шафи;
- дві прихожі площею 20,67 м² і 21,70 м²;

Шестикімнатних квартир – дві на п'ятому поверсі, площею 268,8 м², із них житлова – 114 м².

В квартирі знаходяться:

- два балкони, площею 6,8 м² і 12,51 м²;
- три санвузла, (два сумісних, інший без ванної) площа яких 9,0 м², 9,0 м² і 1,9 м²;
- кухня – 24,22 м²;
- дві вбудованих шафи;
- дві прихожі площею 26,73 м² і 27,22 м²;

Для вертикальних комунікацій передбачено ліфт пасажирський з вантажопідйомністю = 400кг. Машинне відділення ліфту розміщується на технічному поверсі. Площа майданчику входу у квартири – 23,1 м². На майданчику знаходяться дві шафи ПК.

При розробці об'ємно-планувального рішення були враховані вимоги щодо забезпечення доступу персоналу до всіх елементів конструкцій та обладнання для їх періодичного огляду та обслуговування.

Двері сходових кліток, тамбурів при сходових клітках і двері квартир, що виходять безпосередньо в сходові клітки, глухі, обладнані пристроєм для самозачинення й ущільненнями в притулах. На шляхах евакуації від дверей квартири до сходової клітки передбачено не менше двох (не рахуючи дверей із квартири) послідовно розташованих дверей. Огорожі балконів і лоджій виконані з негорючих матеріалів.

1.3. Архітектурно-конструктивне рішення

Конструктивна система житлового будинку запроектована так, щоб забезпечити її загальну стійкість при аварійних ненормованих локальних руйнівних навантаженнях на окремі несучі конструкції, як мінімум на час, необхідний для евакуації людей (вибухи різного типу, пожежі, падіння важких предметів, наїзди важкого транспорту тощо).

При розробленні конструктивного рішення житлового будинку, що зводиться у звичайних умовах будівництва, керувалися ДБН В.1.1-7, ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010, ДБН В.1.2-2:2006, ДБН В.2.1-10-2009, ДБН В.2.6-98~2009, ДБН В.2.6-162:2010, ДБН Д.2.2-9-99, ДБН Д.2.2-10-99.

Будівля односекційна 5-поверхова з підвалом. Конструктивна схема житлової будівлі – безкаркасна, з несучими цегляними стінами товщиною 640 і 380 мм. Залізобетонні плити перекриття в сумісному об'єднанні служать як єдиний диск. Сумісна робота цегляних стін та залізобетонних плит утворюють єдиний каркас, що сприймає вертикальні та горизонтальні зусилля. Тимчасові навантаження на перекриття та сходи прийняті у відповідності з ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи».

Фундаменти

Фундаменти прийняті пальові із залізобетонних буронабивних паль. Палі армовані просторовими арматурними каркасами. Поздовжня арматура прийнята із арматури Ø12 мм класу А400с за ДСТУ 3780-96. По пальовій основі запроектований монолітний залізобетонний ростверк висотою 300мм із бетону класу С25/30, армований просторовими каркасами з поздовжньою арматурою Ø10 і 12 мм класу А400с і поперечною арматурою Ø4 мм класу А240с. Стіни підвалу виконуються зі збірних бетонних блоків стін підвалу по ГОСТ 13579-78*.

Таблиця 1.1. Специфікація фундаментних блоків

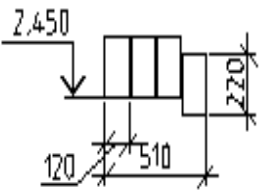
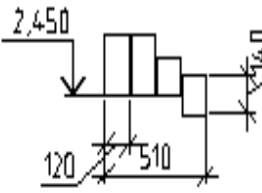
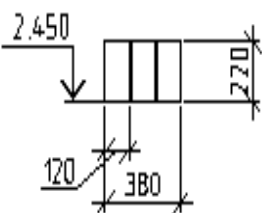
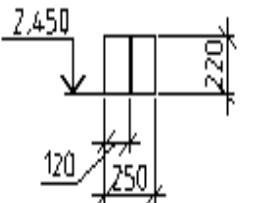
Марка Поз.	Позначення	Найменування	Кіл	Маса од.(кг)	Примітка
Ф-1	ГОСТ 13579-78*	ФБС 24.5.6-т	185	1260	
Ф-2	ГОСТ 13579-78*	ФБС 12.5.6-т	55	900	
Ф-3	ГОСТ 13579-78*	ФБС 9.5.6-т	85	790	
Ф-4	ГОСТ 13579-78*	ФБС 24.6.6-т	5	1960	
Ф-5	ГОСТ 13579-78*	ФБС 12.4.6-т	20	640	
Ф-6	ГОСТ 13579-78*	ФБС 9.4.6-т	50	470	
Ф-7	ГОСТ 13579-78*	ФБС 9.6.6-т	10	700	
Ф-8	ГОСТ 13579-78*	ФБС 12.6.6-т	5	960	

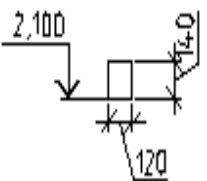
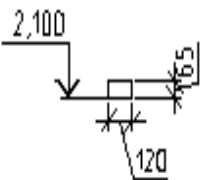
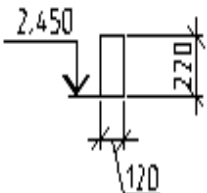
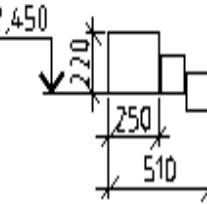
Стіни

Внутрішні і зовнішні стіни будівлі запроектовано несучими товщиною 640мм (зовнішні) і 380 (внутрішні) які виконуються з цегли по ДСТУ Б.В.2.7.-61-97 марки 125 на цементно-піщаному розчині марки 50, що армуються сіткою. Міжквартирні перегородки виконані з цегли марки 100 товщиною 250мм на цементно-піщаному розчині марки 50. Перегородки не доводять до плити перекриття на 30мм, проміжок заповнити пружним матеріалом, щоб уникнути передавання навантаження від плити перекриття на перегородки.

Над прорізами укладаються збірні залізобетонні перемички по серії 1.038.1-1 вип. 1.

Таблиця 1.2. Специфікація перемичок

Марка поз.	Схема перерізу	Кількість
ПР-1		35
ПР-2		10
ПР-3		45
ПР-4		1

ПР-5		1
ПР-6		30
ПР-7		10
ПР-8		20

Таблиця 1.3. Специфікація перемичок

Поз.	Позначення	Найменування	Кіл	Вага од., кг	Примітка
1	Серія 1.038.1- 1 вип. 1	3 ПБ 21- 8- п	196	137	
2	Серія 1.038.1- 1 вип. 1	3 ПБ 13- 37- п	113	85	
3	Серія 1.038.1- 1 вип. 1	2 ПБ 13- 1- п	22	54	
4	Серія 1.038.1- 1 вип. 1	3 ПБ 25- 8- п	42	62	
5	Серія 1.038.1- 1 вип. 1	3 ПБ 27- 8- п	4	180	
6	Серія 1.038.1- 1 вип. 1	2 ПБ 16- 2- п	2	71	
7	Серія 1.038.1- 1 вип. 1	2 ПБ 25- 3- п	6	103	
8	Серія 1.038.1- 1 вип. 1	1 ПБ 13- 1	47	25	
9	Серія 1.038.1- 1 вип. 1	2 ПБ 29- 4- п	48	120	
10	Серія 1.038.1- 1 вип. 1	5 ПБ 27- 37- п	24	375	
11	Серія 1.038.1- 1 вип. 1	4 ПБ 60- 8- п	8	519	
12	Серія 1.225- 2 вип. 12	ОП 5.2- А3	10	50	

Плити перекриття та покриття

Перекриття прийнято збірне залізобетонне із багатопустотних плит по серії 1.141-1. А також монолітні залізобетонні плити в тих місцях, де не існує можливість використання типових плит. Монолітні залізобетонні плити виготовляються на будівельному майданчику із бетону класу С15/20, товщиною 220мм з армуванням арматурними сітками і окремими арматурними стержнями із арматури періодичного профілю. Збірні плити прийняті попередньо напружені, монолітні без попереднього напруження. З метою забезпечення просторової жорсткості перекриття і будівлі в цілому плити перекриття анкеруються в зовнішні стіни та між собою над внутрішніми несучими стінами за допомогою приварювання анкерів до монтажних петель. Анкери виготовляються із арматурною сталі. Анкери, що вмонтовуються в зовнішні стіни виготовляються Г-подібними, анкерування над внутрішніми стінами виконується за допомогою хрестового розташування анкерів.

Таблиця 1.4. Специфікація плит перекриття

Марка поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед./кг/	Примечание
П-1	с. 1.141-1 в. 60, 63	ПК51.15-8 Ат Ут-а	70	2425	
П-2	с. 1.141-1 в. 60, 63	ПК36.12-8 т	30	1280	
П-3	с. 1.141-1 в. 60, 63	ПК36.15-8 т	10	1560	
П-4	с. 1.141-1 в. 60, 63	ПК54.12-8 Ат Ут-а	30	1950	
П-6	с. 1.141-1 в. 60, 63	ПК63.15-8 Ат Ут-а	20	2975	
П-7	с. 1.141-1 в. 60, 63	ПК63.12-8 Ат Ут-а	40	2250	
П-9	по с. 1.241-1 в. 39	ПК87.15-8 Ат У-1	10	-	
П-10	по с. 1.241-1 в. 39	ПК87.12-8 Ат У-1	5	-	
МП-1	28-09-04-КЖ-18	Монолітна плита МП-1	10	-	
МП-4	28-09-04-КЖ-21	Монолітна плита МП-4	10	-	
МП-5	28-09-04-КЖ-29	Монолітна плита МП-5	5	-	
МП-6	28-09-04-КЖ-30	Монолітна плита МП-6	5	-	
МП-11	28-09-04-КЖ-17а	Монолітна плита МП-11	5	-	
МБП-1	28-09-04-КЖ-22	Монолітна балкона плита МБП-1	10	-	
МБП-2	28-09-04-КЖ-23	Монолітна балканна плита МБП-2	10	-	
МБП-3	28-09-04-КЖ-24	Монолітна балканна плита МБП-3	10	=	
М-1	28-09-04-КЖ	Анкер М-1 (φ10А240с L=900мм)	80	0,56	
М-2	28-09-04-КЖ	Анкер М-2 (φ10А240с L=1100мм)	160	0,76	
К-2	КЖИ-6	Каркас К-2 L _{обш} = 210600мм	5	502,7	

Сходи

Таблиця 1.5. Специфікація елементів сходів

Марка Поз.	Позначення	Найменування	Кіл	Маса од.(кг)	Примітка
		Косоур Кл1	10	170.8	1708кг
1	ГОСТ 8240-89	[24 L=3725 мм	1	89.4	
2	ГОСТ 8240-89	[24 L=1750 мм	1	42.0	
3	ГОСТ 8240-89	[24 L=1560 мм	1	37.44	
4	ГОСТ 19903-74*	8x150 L=250 мм	4	2.36	
		Косоур Кл1	10	64.8	648кг
	ГОСТ 8240-89	[24 L=2700 мм	1	64.8	
		Сходинка Ст1			
	ГОСТ 87170-84*	ЛС-12	100	130.0	

Для сполучення між поверхами влаштовуються сходові марші. Сходові марші виконуються із збірних залізобетонних сходинок, які укладаються по металевих косоурах. Сходинок приймаються по ГОСТ 87170-84*. Косоури виготовляються із швелеру №24 по ГОСТ 8240-89. Сходинок закріплюються за допомогою приварювання закладних деталей до елемента косоура. Сходові площадки виконуються монолітні залізобетонні із бетону класу С12/15 з армуванням зварними арматурними сітками.

Після влаштування сходів металеві елементи (косоури) необхідно оштукатурити цементно-піщаним розчином по штукатурній сітці.

Для огорожі сходів приймаються металеві огорожі по ГОСТ 25772-83 з дерев'яними перилами із деревини сосни.

Покрівля

Покрівлю в будівлі запроектовано із металочерепиці «Катипал». Покрівля багатоскатна по дерев'яним кроквам перерізом 150×75мм з кроком 1250, лати з дерев'яних брусків перерізом 60×60мм з кроком 300мм; мауерлати виготовляються із деревини перерізом 150×150мм; стійки, прогони дерев'яні перерізом 120×120мм. Для виготовлення всіх елементів покрівлі використовується деревина сосни II сорту. Всі елементи покрівлі повинні бути оброблені антипіреном для підвищення їх вогнестійкості.

Таблиця 1.6. Специфікація дерев'яних елементів покрівлі

Марка поз	Найменування	Переріз		Довжина, мм	Кількість,	Об'єм, м ³
		Товщина, мм	Ширина, мм			
1	Кроквяна нога	75	150	448360	1	5,044
2	Мауерлат	150	150	67456	1	1,518
3	Кобилка	44	94	1100	32	0,1456
4	Підкладка (брус)	60	60	67489	1	0,2430
5	Лати	60	60	1210000	1	4,356
6	Металочерепиця			630м ²		
7	Брус	120	120	40000	1	0,5760

Вікна

Вікна в значній мірі визначають ступінь комфорту в будівлі та її архітектурно-художнє рішення. Вікна виконують із металопластикового профілю з склінням двокамерними склопакетами. Розміри металопластикових вікон підбираються по місцю у відповідності із розмірами прорізів.

Таблиця 1.7. Відомість віконних прорізів

Позначення	Розміри	Форма	Кіл
ВК1	1800x1650	прямокутна	20
ВК2	900x1650	прямокутна	10
ВК3	2450x2400	прямокутна	20
ВК4	2700x1980	складене	10
ВК5	2700x4800	складене	5
ВК6	2700x3600	складене	5
ВК7	2700x4270	складене	10
ВК8	2700x3020	складене	10
ВК9	2300x1600	прямокутна	1
ВК10	1650x1250	прямокутна	6
ВК11	3400x1700	арочна	4
ВК12	1800x1500	напіварка	2
ВК13	1100x1100	кругле	2

Двері

Розміри внутрішніх дверних прорізів прийняті по ГОСТ 6629-74*. Дверні прорізи прийняті по ГОСТ 6629-88, серії 1.136-10; ГОСТ 24698-81, серії 1.136.5-19; ГОСТ 6629-74*, серії 1.136-10

Таблиця 1.8. Відомість дверних прорізів

Відомість прорізів воріт та дверей	Розмір прорізу в кладці
Д1	910x2100
Д2	710x2100
Д3	2100x2450
Д4	1300x2450

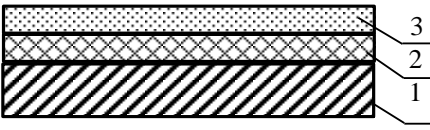
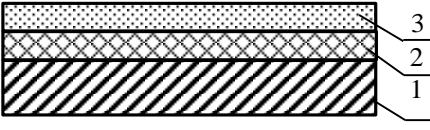
Підлоги

Тип підлог в будівлі прийнятий у відповідності із призначенням приміщення і ступеня агресивності середовища. В підземному паркінгу підлоги виконують по ґрунту з мозаїчним покриттям.

В житлових приміщеннях покриття із лінолеуму на мастиці.

В санвузлах, на сходовій клітці, в коридорах, тамбурах підлоги прийняті із керамічної плитки, яка укладається на цементно-піщаному розчині.

Таблиця 1.9. Експлікація підлог

Найменування приміщення	Схема	Елементи підлоги
Підлоги міжповерхових перекриттів.		
Приміщення загального використання(сходові клітки, коридори, тамбури, санвузли)		1. Плита перекриття-250мм 2. Цементно-піщана стяжка М100- 40мм 3. Покриття з керамічних плит на цементному розчині –20мм
Покриття підлоги в квартирах		1. Плита перекриття-250мм 2. ДВП ізоляція 20мм 3. Лінолеум на теплій основі і клею

Внутрішнє і зовнішнє опорядження

Внутрішнє опорядження

Поверхні стін всередині будівлі оштукатурюються цементно-вапняним розчином з наступним шпаклюванням гипсовими шпаклівками.

Стелі будівлі шпаклюються по бетону плит перекриття з наступним фарбуванням водоемульсійними фарбами білого кольору.

Зовнішнє опорядження

цоколь – фасадна плитка світло-коричневого кольору, тип фактури «дикий камінь»;

ганок входу – керамічна плитка для підлоги гірчичного кольору;

стіни – цегла облицювальна Роменського цегляного заводу. Фактура гладка;

вікна – металопластик білого кольору;
покрівля – металочерепиця «Катипал» темно-зеленого кольору;
металеві огороження - фарбування олійними фарбами світло-сірого кольору.

1.4. Інженерні розрахунки

Теплотехнічні розрахунки огорожувальних конструкцій

Район будівництва м. Суми, у відповідності до ДБН В.2.6-31:2006 відноситься до I температурної зони.

Клімат району міста Києва помірно-континентальний, характеризується теплим літом і помірно холодною зимою з частими відлигами.

Середньорічна температура повітря: 6,8°C

Абсолютний мінімум: - 30°C

Абсолютний максимум: +28°C

Середня температура: найбільш холодної п'ятиденки: - 25°C

Середня температура опалювального періоду: - 1,4°C, його середня тривалість – 187 днів.

Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни.

У відповідності до ДБН В.2.6-31:2006 мінімально допустиме значення опору теплопередачі зовнішньої стіни для I температурної зони складає

$$R_{q,\min} = 3.3 \text{ м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$$

Вихідні дані: матеріал стін – шар кладки з газобетонних блоків; шар утеплювача – мінеральна вата на основі базальтового волокна FASROCK-L фірми ROCKWOOL; по внутрішній і зовнішній поверхні стіни – шар цементно-піщаного розчину.

Таблиця 1.10. Вихідні дані до теплотехнічного розрахунку.

№ п/п	Найменування матеріалу	γ_0 , кг/м ³	δ , м	λ , Вт/(м · °С)
1	Шар цементно-піщаного розчину	1800	0,02	0,93
2	Кладка із керамічної цегли	1800	0,38	0,81
3	мінеральна вата на основі базальтового волокна FASROCK-L фірми ROCKWOOL	90	x	0,042
4	Цегляна кладка із лицьової цегли	1400	0,12	0,58

Розрахунок ведемо при відносній вологості усередині приміщення – нормальній, $\varphi = 50\%$, температура внутрішнього повітря $t_B = +21^\circ\text{C}$. Умови експлуатації конструкцій – Б.

Коефіцієнт внутрішньої тепловіддачі для зовнішніх стін відповідно до додатку Е ДБН В.2.6-31:2006: $\alpha_B = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot ^\circ\text{C})$

Коефіцієнт зовнішньої тепловіддачі для зовнішніх стін відповідно до додатку Е ДБН В.2.6-31:2006: $\alpha_H = 23 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot ^\circ\text{C})$

Із формули визначення опору теплопередачі огорожувальної конструкції:

$$R = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_H} \geq R_{q,\min}$$

Знаходимо мінімально необхідну товщину утеплювача для утеплення зовнішньої стіни:

$$\begin{aligned} \delta_3 &\geq \lambda_3 \cdot \left(R_{q,\min} - \left(\frac{1}{\alpha_B} + \frac{1}{\alpha_H} \right) - \left(\frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} \right) \right) = \\ &= 0,042 \cdot \left(3,3 - \left(\frac{1}{8,7} + \frac{1}{23} \right) - \left(\frac{0,02}{0,93} + \frac{0,38}{0,81} + \frac{0,12}{0,58} \right) \right) = 0,1 \text{ м} \end{aligned}$$

Із каталогу мінеральна вата на основі базальтового волокна FASROCK-L фірми ROCKWOOL приймаємо найближчу більшу товщину плит, яка складає 100мм.

Розділ 2. Дослідницько-розрахунковий

2.1. Дослідницький

Вступ

В сьогоднішній день ринкової економіки основним завданням будівельної галузі є економія матеріально-технічних і трудових ресурсів на етапах проектування, виготовлення будівельних матеріалів і конструкцій та зведення будівлі. Однак досягнення цієї мети ніяким чином не повинно впливати на якість і безпеку як окремих елементів будівлі, так і будівлі в цілому.

Важливою умовою економії матеріальних ресурсів є:

- a) усунення надлишків при проектуванні будівництва;
- b) впровадження прогресивних норм витрат матеріалів на окремі будівельні роботи;
- c) усунення втрат матеріалів під час їх перевезень і при зберіганні;
- d) заміна будівельних конструкцій на більш прогресивні та економічні;
- e) запровадження більш прогресивних технологій зведення будівлі.

До пункту усунення надлишків при проектуванні можна віднести: запровадження сучасних методів розрахунку будівельних конструкцій, врахування просторової та сумісної роботи будівельних конструкцій в складі будівлі, що впливає на роботу окремих її елементів.

Мета роботи – визначити залежність між глибиною спирання багатопустотної плити перекриття стендового виготовлення та опорним згинальним моментом.

Задачі дослідження.

Побудова графіку залежності опорного згинального моменту від глибини спирання багатопустотної плити перекриття стендового виготовлення на стіну. Визначення необхідності армування плити перекриття у верхній зоні.

Об'єкт дослідження – залізобетонні багатопустотні плити перекриття безопалубного формування.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан збірних залізобетонних багатопустотних плит при врахуванні їх защемлення в цегляну кладку стін.

Методи дослідження – метод скінчених елементів (програмний комплекс «Лира-САПР»).

Наукову новизну складає:

Отримані графіки залежності опорного згинального моменту від глибини спирання багатопустотної залізобетонної плити стендового виготовлення на стіну. За допомогою розрахункової моделі доказаний факт відсутності необхідності встановлення робочої арматури в верхній зоні приопорних ділянок багатопустотних плит при їх защемленні в стіну при глибині спирання до 200 мм.

Практична значимість магістерської роботи полягає у визначенні максимального спирання плити перекриття стендового виготовлення на цегляну кладку стін без влаштування додаткових конструктивних заходів по зменшенню опорних згинальних моментів.

Апробація роботи.

Основні результати роботи доповідалися на студентській конференції Сумського національного аграрного університету.

Огляд досліджень

Залізобетонні пустотні плити перекриття - одна з найпопулярніших позицій на ринку збірного залізобетону. А найвищий спосіб виробництва пустотних плит – безопалубне виробництво на довгих стендах. Як відомо, безопалубний спосіб виробництва плит прийшов до України з Європи, разом із «європейським» стандартом ширини плит – 1200 мм. Тим не менш, при виробництві плит за агрегатно-поточною технологією вироби випускаються з шириною не тільки 1200 мм, а й 1500 мм та 1000 мм. Використання цих

типорозмірів окремо і в поєднанні один з одним дозволяє вирішувати безліч архітектурно-планувальних завдань у будівництві. Таким чином, виробники пустотних плит перекриття безопалубним способом вкрай зацікавлені мати у своєму арсеналі кілька типорозмірів плит.

Виходячи зі світового досвіду, відомо, що найбільш ефективне рішення для виробництва багатопустотних плит – це екструзійна технологія. При використанні цієї технології досягаються мінімальна власна вага плит, мінімальна витрата цементу, мінімальне використання ресурсів для проведення тепло-влажностной обробки плит та досягається максимальна продуктивність на одиницю площі виробничої ділянки на добу.

Збірні попередньо напружені багатопустотні плити безопалубного формування (ПБФ) набули широкого поширення. Причина полягає у технології виробництва, яка практично повністю автоматизована; можливості перекривати великі, за мірками великопанельного будинку, прольоти (7,2-9 м); в економічному використанні матеріалів; у можливості перепланувань квартир у процесі експлуатації. Плити безопалубного формування – зарубіжний продукт. За кордоном ці плити застосовують переважно для будівництва будинків висотою до п'яти поверхів. Основна особливість ПБФ, що випускаються на закордонному обладнанні, – відсутність поперечної арматури у вертикальних ребрах і відсутність поздовжньої робочої арматури у верхній зоні плити. Ці особливості є вирішальними при проектуванні вузлів сполучення зовнішніх та внутрішніх стін та плит перекриттів у панельних будинках.

Чим відрізняється круглопустотні плити від плит безопалубного формування?

Характеристика	Круглопустотні плити	Плити безопалубного формування
Спосіб виготовлення	Вібраційне формування	Безперервне безопалубне формування
Наявність поперечної арматури: сітки, каркаси	Є	Немає
Спосіб армування	Армуються напруженою арматурою А600	Армуються високоміцними канатами та дротом

Призначення та характеристики плит ПБ не відрізняються від плит ПК.

Плити ПБ мають ряд переваг над плитами ПК:

- точні геометричні розміри;
- можливість зрізу торця під кутом;
- стельова поверхня категорії А2 за ДСТУ Б В.2.6-2:2009;
- можливість виготовлення плит нестандартної довжини;
- великий діапазон розрахункових навантажень від 300 до 1600 кг/м²;
- клас бетону С25/30, С32/40;
- закладення порожнеч у торцях плит не потрібно, т.к. дані плити можуть приймати напруги стиснення від поверхів, що лежать до 45 кг/см² (а в плитах типу ПК - до 17 кг/см²).

Основним недоліком плит безопалубного формування є їх опорні вузли, де при умові защемлення в кладку стін можуть виникати значні опорні моменти, які залежать від прольоту плити і від глибини обпирання на стіну.

Дослідження роботи вузлів обпирання плит на стіни є найбільш актуальним питанням для плит безопалубного формування.

Основна частина

Для прикладу приймемо варіант перекриття із багатопустотних плит прольотом 5400 мм, які спираються на цегляну стіну. Приймемо, що для влаштування стіни використана цегла керамічна звичайна, марки 100 на цементно-піщаному розчині марки 50. Плити перекриття спираються на цегляну стіну через вирівнювальний шар розчину також марки 50.

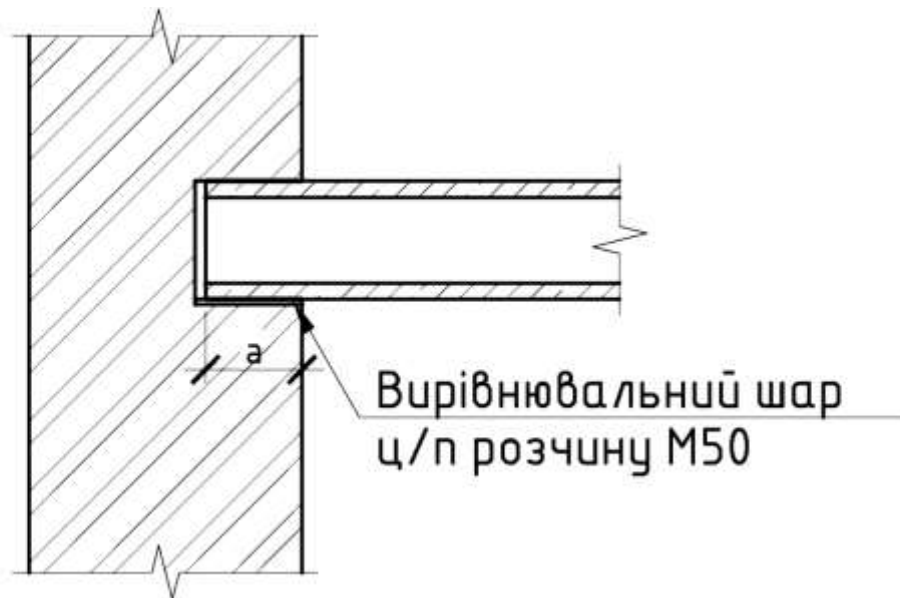


Рис. 2.1. Схема спирання плити на цегляну стіну.

Спочатку необхідно визначити мінімально припустиму глибину спирання плити на цегляну стіну, яка у відповідності до ДСТУ В.2.6-156:2010 визначається за формулою:

$$a = a_1 + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2}$$

де a_1 – довжина нетто опори відносно до напружень на опорі,

a_2 – відстань, що вважається неробочою за межами зовнішнього кінця елемента, який обпирається,

a_3 – ця ж відстань для опорного елемента,

Δa_2 – допустимі відхилення відстані між опорними елементами,

Δa_3 – допустимі відхилення довжини елемента, що обпирається,

$\Delta a_3 = l_n / 2500$, l_n – довжина елемента.

$a_1 = \frac{F_{Ed}}{b_1 f_{Rd}}$, але не менш ніж мінімальні величини за таблицею 10.2

ДСТУ

F_{Ed} – розрахункове значення опорної реакції;

b_1 – ширина нетто опори

f_{Rd} – розрахункове значення опору опори.

У відповідності до пункту 10.1.7.1.3 при застосуванні заходів для отримання рівномірного опорного тиску (застосування вирівнювального шару з розчину), розрахункову ширину b_1 можна прийняти рівною фактичній ширині обпирання, тобто ширині плити перекриття, $b_1 = 1500$ мм.

У відповідності до пункту 10.1.7.1.2 при застосування вирівнювального шару з розчину $f_{Rd} = f_{bed} \leq 0,85f_{cd}$

f_{cd} – розрахунковий опір елемента, що обпирається, для прийнятої плити перекриття при класі бетону С30/35 $f_{cd} = 11,5$ МПа;

f_{bed} – розрахунковий опір матеріалу вирівнювального шару, при прийнятій марці розчину М50 $f_{bed} = 5$ МПа.

$$f_{Rd} = 5 \text{ МПа} < 0,85 \cdot 19,5 = 16,6 \text{ МПа}$$

Розрахункове значення опорної реакції при прийнятому навантаженні $q = 9490,5$ Н/м розрахунковій довжині плити $l_0 = 5,23$ м $F_{Ed} = \frac{ql_0}{2} = \frac{9,5 \cdot 5,23}{2} = 24,8$ кН.

Тоді $a_1 = \frac{24,8 \text{ кН}}{150 \text{ см} \cdot 0,5 \text{ кН/см}^2} = 0,33$ см, але не менше зазначеного в таблиці

10.2 ДСТУ В.2.6-156:2010 $a_1 = 25$ мм. Приймаємо $a_1 = 25$ мм

a_2 у відповідності до таблиці 10.3 ДСТУ В.2.6-156:2010 приймаємо $a_2 = 10$ мм

a_3 у відповідності до таблиці 10.4 ДСТУ В.2.6-156:2010 приймаємо $a_3 = 5$ мм

Δa_2 у відповідності до таблиці 10.5 ДСТУ В.2.6-156:2010 приймаємо за формулою $10 \leq l/1200 + 5 \leq 40$ мм

$$l/1200 + 5 = 5400/1200 + 5 = 9,5 \text{ мм}$$

Приймаємо $\Delta a_2 = 10$ мм

$$\Delta a_3 = 5400/2500 = 2,2 \text{ мм}$$

Остаточна мінімальна довжина обпирання плити на цегляну стіну

$$a = 25 + 10 + 5 + \sqrt{10^2 + 2,2^2} = 50 \text{ мм}$$

В сучасних умовах розвитку комп'ютерних технологій найбільш швидким і достатньо точним методом розрахунку будівельних конструкцій є метод скінчених елементів (МСЕ), реалізований в таких комп'ютерних програмах, як SCAD, Лира-САПР. Точність розв'язання задач за допомогою метода скінчених елементів в основному залежить від правильності завдання розрахункової схеми і дискретності розбивання розрахункової моделі.

Якщо розглядати плиту перекриття, як жорстко защемлений елемент, то це буде не зовсім точно, оскільки, якщо розглянути площу спирання плити перекриття на цегляну стіну, то в ній будуть як розтягнуті ділянки, так і стиснуті. Тому краще за все, на наш погляд розглянути розрахункову схему, як це показано на Рис. .

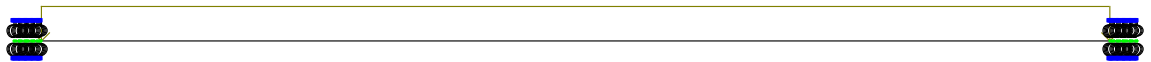


Рис. 2.2. Розрахункова схема плити при її розрахунку з урахуванням защемлення в цегляну кладку.

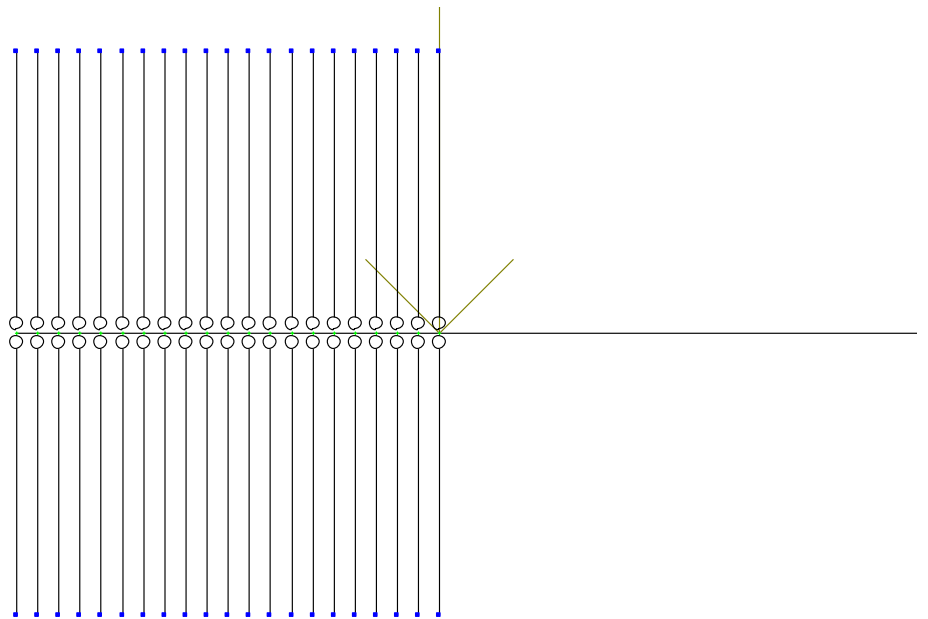


Рис. 2.3. Фрагмент розрахункової схеми плити при її розрахунку з урахуванням защемлення в цегляну кладку.

Жорсткість плити визначається за методами будівельної механіки із перерізу (рис. 2.3Рис.). При розгляді розрахункової схеми в площині XOZ в розрахунок вводяться лише осьова жорсткість і згинальна жорсткість. В такому випадку для стержня, що моделює роботу плити перекриття достатньо визначити площу перерізу і момент інерції перерізу відносно осі Y .

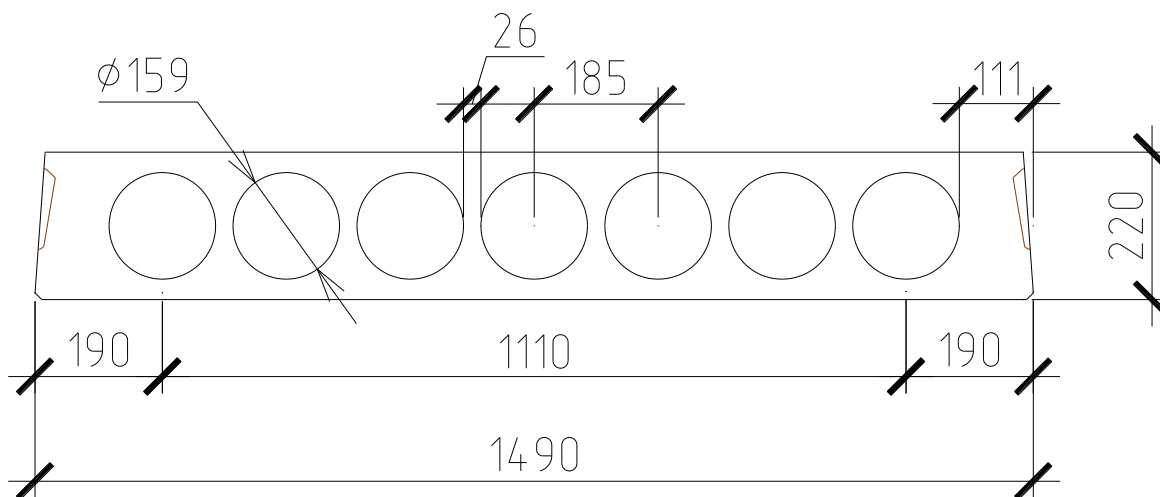


Рис. 2.3. Схема перерізу багатопустотної плити шириною 1500 мм.

Таблиця 2.1. Геометричні характеристики круглопустотних плит шириною 1500 мм для розрахунку на ЕОМ.

Геометричні характеристики	Ширина плити
Площа перерізу, F , см ²	1888,1
Момент інерції щодо осі Y , J_y , см ⁴	110251,45

Матеріал плити приймаємо бетон класу С 30/35, для якого розрахунковий модуль пружності $E_{cd} = 27000$ МПа.

Елементи, що моделюють цегляну кладку, приймаємо у вигляді стержнів прямокутного перерізу, шириною, рівною ширині плити (1500 мм) і висотою перерізу, рівною кроку самих елементів (10 мм). При цьому модуль пружності для цих елементів приймаємо у відповідності до рекомендацій ДБН В.2.6-162:2010 «Кам'яні та армокам'яні конструкції».

Стіни приймаємо із цегли, тому жорсткість елементів, що моделюють стіну, приймаємо у відповідності до жорсткості цегляної кладки. Довжину стержнів приймемо рівною 100 мм. В розрахункову схему вводимо стержні прямокутного перерізу з заданими розмірами. Оскільки припускається, що ширина цегляної кладки, що включається в роботу, дорівнює ширині плити, то і ширину перерізу елементу приймаємо рівною ширині плити $b = 120$ см. Висота перерізу елементу приймається рівною кроку вертикальних стержнів. При глибині спирання плити на конструкцію стіни 150 мм і розбитті цієї відстані на 10 елементів, висота перерізу елементу, що моделює кладку приймається рівною $h = 1,5$ см. У відповідності до ДБН В.2.6-162:2010 «Кам'яні та армокам'яні конструкції» значення довготривалого модуля пружності повинне розраховуватися з величини короткочасного модуля пружності з урахуванням повзучості:

$$E_{long\ term} = \frac{E}{1 + \Phi_{\infty}}$$

де Φ_{∞} - кінцевий коефіцієнт повзучості у відповідності до табл. 8.9 ДБН В.2.6-162:2010 для глиняної цегли $\Phi_{\infty} = 0,5 \dots 1,5$.

У відповідності до п. 8.7.2.2 ДБН В.2.6-162:2010 У разі відсутності величини, визначеної у випробуваннях відповідно до вимог нормативних документів, короткочасний модуль пружності при зсуві кам'яної кладки E може дорівнювати $K_E f_k$ для використання при розрахунку конструкцій. Значення K_E рекомендується приймати 1000.

У відповідності до формули (8.1) ДБН В.2.6-162:2010 характеристична (нормативна) міцність кладки на стиск визначається з виразу:

$$f_k = K f_b^{\alpha} f_m^{\beta}$$

де K – константа, значення якої у відповідних випадках відповідно до пп. 8.6.1.2.3 і/або 8.6.1.2.6 ДБН В.2.6-162:2010, у відповідності до табл. 8.3 приймається для глиняної цегли і будівельного розчину загального призначення $K = 0,45$;

α, β – константи, що приймаються 0,65 і 0,25 відповідно;

f_b – нормована середня міцність елементів кладки на стиск у напрямі дії зусилля, $\text{Н}/\text{мм}^2$, для цегли марки М100 $f_b = 10 \text{ МПа}$;

f_b – міцність на стиск будівельного розчину, $\text{Н}/\text{мм}^2$, для розчину марки М50 $f_b = 4,5 \text{ МПа}$.

В такому випадку

$$f_k = 0,45 \cdot 10^{0,65} \cdot 4,5^{0,25} = 2,93 \text{ Н}/\text{мм}^2$$

А модуль пружності приймаємо рівним

$$E = 2930 \text{ Н}/\text{мм}^2$$

$$E_{long\ term} = \frac{2930}{1 + 0,1} = 2660 \text{ Н}/\text{мм}^2$$

Точність даного розрахунку залежить від дискретності розбиття опорних ділянок. Складність розрахунку полягає в тому, що в пружній стадії, опір елементу на стиск рівний опору елементу на розтяг. Однак, як відомо, при затисканні елементу в цегляну кладку остання не може сприймати розтягуючи зусилля, а лише стискаючи. Тобто, для вірності розрахункової схеми необхідно в ручному режимі визначити вертикальні елементи, в яких виникають розтягуючи зусилля і виключити їх із розрахункової схеми. Таку операцію слід повторити декілька разів, до моменту, коли в вертикальних елементах взагалі будуть відсутні розтягуючи зусилля. В даному випадку розрахункова схема прийняла вигляд, зазначений на.

Зображення 1

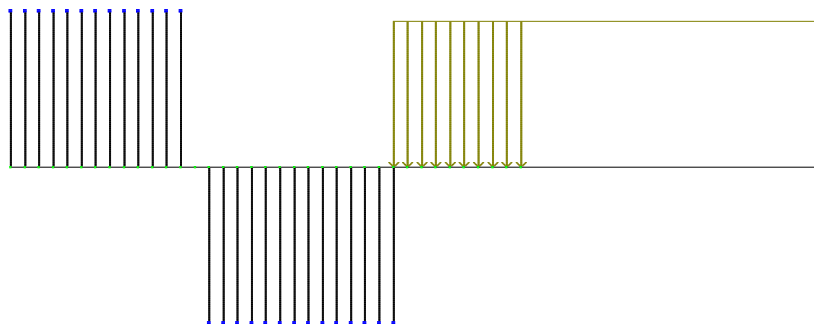


Рис. 2.4. Фрагмент розрахункової схеми після корегування.

В результаті розрахунку отримуємо епюру згинальних моментів в плиті, затиснутій з двох боків в цегляну кладку.

Загрузка 1
Длина Мл
Единицы измерения - кН*см



Загрузка 1
Минимальное усилие -1349.79
Максимальное усилие 1464.68

Рис. 2.5. Приклад епюри згинальних моментів в плиті.

Почергово змінюючи глибину закладання плити в цегляну кладку ми отримуємо величину згинального опорного моменту біля цегляної кладки. В результаті розрахунків отримано наступні величини.

Таблиця 2.2. Результати визначення опорних згинальних моментів.

Глибина закладання плити в кладку	Величина згинального опорного моменту, $M_{оп}$, кН · см
50	17.7
60	50.4
70	94.9
80	150.9
90	217.4
100	292
110	374
120	460
130	547.8
140	635.6
150	721.4
160	803.5
170	881

Глибина закладання плити в кладку	Величина згинального опорного моменту, $M_{оп}$, кН · см
180	952.8
200	1078.5
210	1132.2
230	1221.8
250	1290.1
270	1340.1
290	1375.1
310	1397.8
330	1410.6
350	1415.6
360	1415.6
380	1411.5

Отримані результати необхідно порівнювати з величиною опорного моменту, що допускається. Оскільки в плитах перекриття у верхній частині плити відсутнє робоче армування, то в плитах повинна виконуватись наступна умова:

$$M_{оп} \leq \bar{M}_{bt} = W_{pl} \cdot f_{ctd}$$

$$\bar{M}_{bt} = 10022,9 \cdot 0,11 = 1102,5 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

W_{pl} – момент опору перерізу плити, визначається як відношення моменту інерції перерізу плити до половини висоти перерізу.

$$W_{pl} = \frac{110251,4}{22/2} = 10022,9 \text{ см}^3$$

f_{ctd} – розрахункова міцність бетону на розтяг, для бетону класу С30/35
 $f_{ctd} = 1,1 \text{ МПа}$

За результатами отриманих величин опорних моментів побудуємо графік залежності опорного моменту від глибини закладання її в цегляну кладку. Для порівняння з несучою здатністю в опорному перерізі також нанесемо її на графік.



Висновок

З отриманого графіка залежності опорного моменту від глибини закладання плити в кладку стін можна зробити висновок, що зміна глибини спирання плити на в межах до 300 мм значно впливає на величину опорного моменту в плиті, а зміна глибини спирання понад 300 мм практично не оказує вплив на опорний згинальний момент.

При перевищенні глибини спирання залізобетонної плити понад 200 мм опорний згинальний момент, що виникає, перевищу максимально припустимий момент, що забезпечує несучу здатність плити перекриття по розрахунку плити без армування. В такому випадку можна обмежити глибину спирання залізобетонних плит стендового виготовлення величиною 200 мм.

2.2. Розрахунок багатопустотної плити перекриття стендового

ВИГОТОВЛЕННЯ

Багатопустотна панель перекриття виготовляється за стендовою технологією з механічним натягом арматури на упори і тепловологісною обробкою. Бетон важкий класу С30/35. Розрахункові характеристики бетону $f_{cd} = 19,5$ МПа, $f_{ctm} = 2,8$ МПа, $f_{ctk0,05} = 2,0$ МПа, $f_{ctd} = 1,8$ МПа, , $E_{cm} = 34,5 \cdot 10^3$ МПа $\varphi(\infty, t) = 1,5$.

Поздовжня попередньо напружена арматура із канатів К1400. Розрахункові характеристики арматури $f_{pk} = 1470$ МПа, $f_{p0,1k} = 1335$ МПа, $f_{pd} = 1112$ МПа, $E_p = 180 \cdot 10^3$ МПа.

Коефіцієнт співвідношення модулів деформації $\alpha = \frac{E_p}{E_{cm}} =$

$$180 \cdot 10^3 / 34,5 \cdot 10^3 = 5,2$$

Виконуємо збір навантажень на 1 м² панелі перекриття.

Табл. 2.3. Збір навантажень на 1 м² перекриття

№ п/п	Найменування навантаження	Нормативне навантаження, Па	Коефіцієнт перевантаження, γ_f	Розрахункове навантаження, Па
Постійне навантаження				
1	Лінолеум на мастиці	80	1,2	96
2	Стяжка із легкого бетону, клас В7,5, $\gamma_0=1000$ кг/м ³ , товщиною $\delta=50$ мм.	500	1,2	600
4	Пергамін	2	1,2	2,4
5	Звукоізоляція – сіпорбетон, $\gamma_0=400$ кг/м ³ , товщиною $\delta=40$ мм.	160	1,2	192
6	Особиста вага плити з швами замонолічування	3170	1,1	3487
	Всього постійне навантаження	3912		4377

№ п/п	Найменування навантаження	Нормативне навантаження, Па	Коефіцієнт перевантаження, γ_f	Розрахункове навантаження, Па
Тимчасове навантаження				
	Тимчасове навантаження	1500	1,3	1950
	в тому числі			
	довготривале	1150	1,3	1495
	короткочасне	350	1,3	455
	Повне навантаження	5412		6327

Визначаємо навантаження на 1 м довжини панелі при ширині панелі 1,5 м:

розрахункове повне $q = 6327 \cdot 1,5 = 9490,5 \text{ Н/м}$

нормативне повне $q^n = 5412 \cdot 1,5 = 8118 \text{ Н/м}$

нормативне постійне $g^n = 3912 \cdot 1,5 = 5868 \text{ Н/м}$

нормативне тимчасове $p^n = 1500 \cdot 1,5 = 2250 \text{ Н/м}$

нормативне постійне і тимчасове довготривале

$$q_{\text{дл}}^n = (3912 + 1150) \cdot 1,5 = 7593 \text{ Н/м}$$

Розрахунковий проліт панелі при глибині обпирання $c = 13 \text{ см}$

$$l_0 = l - \frac{4}{3}c = 6,28 - \frac{4}{3} \cdot 0,13 = 6,1 \text{ м}$$

де l - довжина панелі перекриття.

Зусилля від розрахункових навантажень (рис.2.2)

згинальний момент $M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{9490,5 \cdot 6,1^2}{8} = 44145 \text{ Н} \cdot \text{м}$

поперечна сила $Q = \frac{ql_0}{2} = \frac{9490,5 \cdot 6,1}{2} = 28948 \text{ Н}$

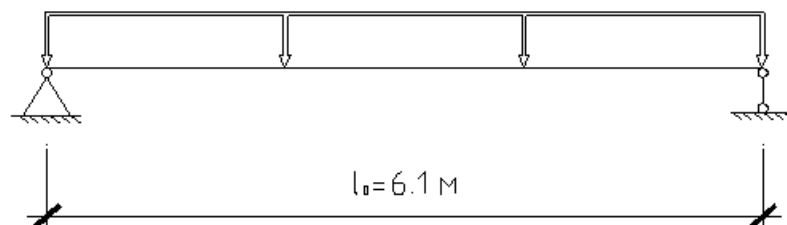


Рис. 2.6. Схема завантаження багатопустотної панелі перекриття.

Зусилля від нормативних навантажень

від повного навантаження

$$M^n = \frac{q^n l_0^2}{8} = \frac{8118 \cdot 6,1^2}{8} = 37759 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

$$Q^n = \frac{q^n l_0}{2} = \frac{8118 \cdot 6,1}{2} = 24760 \text{ Н}$$

від постійного і довготривалого навантаження

$$M_{дл}^n = \frac{q_{дл}^n l_0^2}{8} = \frac{7593 \cdot 6,1^2}{8} = 35317 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Для розрахунку панелі приводимо її багатопустотний переріз до еквівалентного двотаврового (рис.2.3). Панель приймається з сьома пустотами діаметром 159 мм. Замінюємо площу круглих отворів еквівалентними прямокутними тієї самої площі і того самого моменту інерції. Визначаємо: $h_1 = 0,9d = 0,9 \cdot 159 = 143$ мм. Розрахункова ширина полки приймається рівною ширині панелі по верху $b_{eff} = 1480$ мм, приведена товщина ребра $b_w = 1480 - 7 \cdot 143 = 479$ мм, і товщиною полки $h_f = \frac{(h-h_1)}{2} = \frac{(220-143)}{2} = 38,5$ мм.

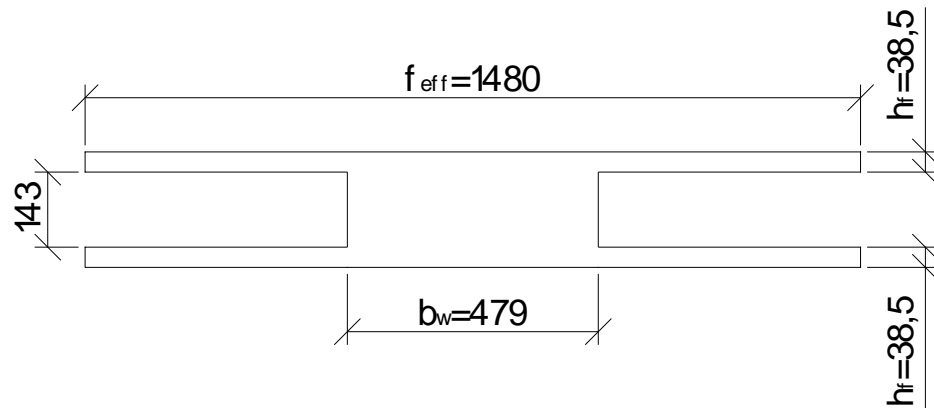


Рис.2.7. Приведений переріз багатопустотної плити до двотаврового.

$$M_f = f_{cd} b_{eff} h_f (d - 0,5 h_f) = 1,95 \cdot 148 \cdot 3,85 \cdot (19,5 - 0,5 \cdot 3,85) \\ = 19527 \text{ кН} \cdot \text{см} = 115,16 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 44,145 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Тобто нейтральна вісь проходить в полиці

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{4414,5}{1,95 \cdot 148 \cdot 19,5^2} = 0,004$$

Із додатку 1 $\zeta = 0,984$

Необхідна кількість арматури:

$$A_p = \frac{M}{\zeta \cdot f_{pd} \cdot d} = \frac{4414,5}{0,984 \cdot 111,2 \cdot 19,5} = 2,07 \text{ см}^2$$

за сортаментом приймаємо 10Ø6 K1400 з $A_s = 2,27 \text{ см}^2$

Визначення геометричних параметрів перерізу

Площа бетонного поперечного перерізу

$$A_c = 148 \cdot 3,85 \cdot 2 + 14,3 \cdot 47,9 = 1824,5 \text{ см}^2$$

Статичний момент бетонного перерізу відносно нижньої грані плити

$$S_c = 148 \cdot 3,85 \cdot \frac{3,85}{2} + 47,9 \cdot 14,3 \cdot \left(3,85 + \frac{14,3}{2}\right) + 148 \cdot 3,85 \cdot \left(3,85 + 14,3 + \frac{3,85}{2}\right) = 20070 \text{ см}^3$$

Момент інерції відносно нейтральної осі

$$I_c = \frac{47,9 \cdot 14,3^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{148 \cdot 3,85^3}{12} + 148 \cdot 3,85 \cdot \left(\frac{14,3}{2} + \frac{3,85}{2} \right)^2 \right) = 106933 \text{ см}^4$$

Приведені характеристики перерізу

$$A_{red} = 1824,5 + 5,2 \cdot 2,27 = 1836,3 \text{ см}^2$$

$$S_{red} = 20070 + 5,2 \cdot 2,27 \cdot 2,5^2 = 20144 \text{ см}^3$$

Положення нейтральної осі

$$y = \frac{20144}{1836,3} = 10,97 \text{ см}$$

$$I_{red} = 106933 + 1836,3 \cdot 0,03^2 + 5,2 \cdot 2,27 \cdot (10,97 - 2,5)^2 = 118813 \text{ см}^4$$

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y} = \frac{118813}{10,97} = 10831 \text{ см}^3$$

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{h - y} = \frac{118813}{22 - 10,97} = 10772 \text{ см}^3$$

$$W_{pl} = 1,5 \cdot 10831 = 16246,5 \text{ см}^3$$

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{10831}{1836,3} = 5,9 \text{ см}$$

$$r' = \frac{W'_{red}}{A_{red}} = \frac{10772}{1836,3} = 5,87 \text{ см}$$

Ексцентриситет сили попереднього напруження

$$e_{0p} = 10,97 - 2,5 = 8,47 \text{ см}$$

Визначення втрат попереднього напруження

Приймаємо попереднє напруження $\sigma_p = 1100 \text{ МПа}$

Сумарна сила первинного напруження $P_l = \sigma_p \cdot A_p = 110 \cdot 2,27 = 249,7 \text{ кН}$

Миттєві втрати

- від релаксації

$$\Delta P_r = A_p \left(\frac{0,22\sigma_p}{f_{p0,1k}} - 0,1 \right) \cdot \sigma_p = 2,27 \cdot \left(\frac{0,22 \cdot 110}{133,5} - 0,1 \right) \cdot 110 = 20,3 \text{ кН}$$

- від впливу температури

$$\Delta P_\theta = 0,5 A_p E_p \alpha_c \Delta T = 0,5 \cdot 2,27 \cdot 18000 \cdot 0,000012 \cdot 65 = 15,9 \text{ кН}$$

- від деформації анкерних пристроїв ($\Delta l = 2 \text{ мм}$)

$$\Delta P_{sl} = \frac{\Delta l \cdot E_p \cdot A_p}{l} = \frac{0,2 \cdot 18000 \cdot 2,27}{628} = 13,0 \text{ кН}$$

- від миттєвої деформації бетону

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \left[\frac{j \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] = 2,27 \cdot 18000 \cdot \left[\frac{0,45 \cdot 0,71}{3450} \right] = 3,8 \text{ кН}$$

$$j = \frac{n - 1}{2n} = \frac{10 - 1}{2 \cdot 10} = 0,4$$

Зміна напружень у бетоні на рівні арматури

$$\Delta \sigma_c(t) = \frac{P}{A_{red}} + \frac{P e_{0p}^2}{I_{red}} = \frac{249,7}{1836,3} + \frac{249,7 \cdot 8,47^2}{118813} = 0,29 \text{ кН/см}^2$$

Сума миттєвих витрат

$$\Delta P = 20,3 + 15,9 + 13,0 + 3,8 = 53 \text{ кН}$$

Втрата миттєвих напружень $\Delta \sigma_l = \frac{53}{2,27} = 23,3 \text{ кН/см}^2$

Втрати в експлуатаційному режимі від усадки і повзучості:

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

Сумарну деформацію усадки (усихання і внутрішня усадка) дозволено приймати в межах 0,00035...0,0005, приймаємо $\varepsilon_{cs} = 0,0004$

Напруження в бетоні від зовнішнього навантаження та попереднього напруження

$$\sigma_{c,QR} = \Delta\sigma_c(t) - \frac{Me_{op}}{I_{red}} = 0,29 - \frac{4414,5 \cdot 8,47}{118813} = -0,02 \text{ кН/см}^2$$

$$\Delta\sigma_{pr} = \frac{\Delta P_r}{A_p} = \frac{20,3}{2,27} = 8,94 \text{ кН/см}^2$$

$$\begin{aligned} \Delta P_{c+s+r} &= 2,27 \cdot \frac{0,0004 \cdot 18000 + 0,8 \cdot 8,94 - \frac{18000}{3450} \cdot 1,5 \cdot 0,02}{1 + \frac{18000 \cdot 2,27}{3450 \cdot 1824,5} \left(1 + \frac{1824,5}{106933} \cdot 8,47^2\right) [1 + 0,8 \cdot 1,5]} \\ &= 31,2 \text{ кН} \end{aligned}$$

Сумарні витрати

$$\Delta P = 53 + 31,2 = 84,2 \text{ кН (34 \%)}$$

$$\Delta\sigma = \frac{84,2}{2,27} = 37,1 \text{ кН/см}^2$$

Залишкові напруження в арматурі після всіх витрат

$$\Delta\sigma_p = 110 - 37,1 = 62,9 \text{ кН/см}^2 \text{ (57 \%)}$$

Кінцева сила обтиску бетону

$$P = 62,9 \cdot 2,27 = 142,8 \text{ кН}$$

Перевірка достатності армування для забезпечення тріщиностійкості від розрахункового навантаження

Прийнявши $M_{crc} = M$, отримаємо необхідну силу напруження для забезпечення тріщиностійкості

$$P_{crc} = \frac{M - f_{ctm} W_{pl}}{0,673(e_{op} + r')} = \frac{4414,5 - 0,28 \cdot 16246,5}{0,673 \cdot (8,47 + 5,87)} = -13,9 \text{ кН}$$

Із умови тріщиностійкості арматура не потрібна.

Остаточно приймаємо армування 10Ø6 К1400 з $A_s = 2,27 \text{ см}^2$

Перевірка напружень у верхній фібрі бетону під час передачі попереднього напруження на бетон.

Напруження у верхній фібрі

Напруження у верхній фібрі бетону

$$\sigma'_c = -\frac{P}{A_{red}} + \frac{Pe_{op}y'}{I_{red}} \leq f_{ctm}$$

Де сила P після миттєвих втрат дорівнює

$$P = P_l - \Delta\sigma_l A_p = 249,7 - 23,3 \cdot 2,27 = 196,8 \text{ кН}$$

$$\sigma'_c = -\frac{196,8}{1836,3} + \frac{196,8 \cdot 8,47 \cdot 11,03}{118813} = 0,05 \text{ кН/см}^2 < f_{ctm} = 2,8 \text{ кН/см}^2$$

Армування верхньої зони не потрібно

Визначення деформативності плити від короткочасної дії навантаження

Прогин плити

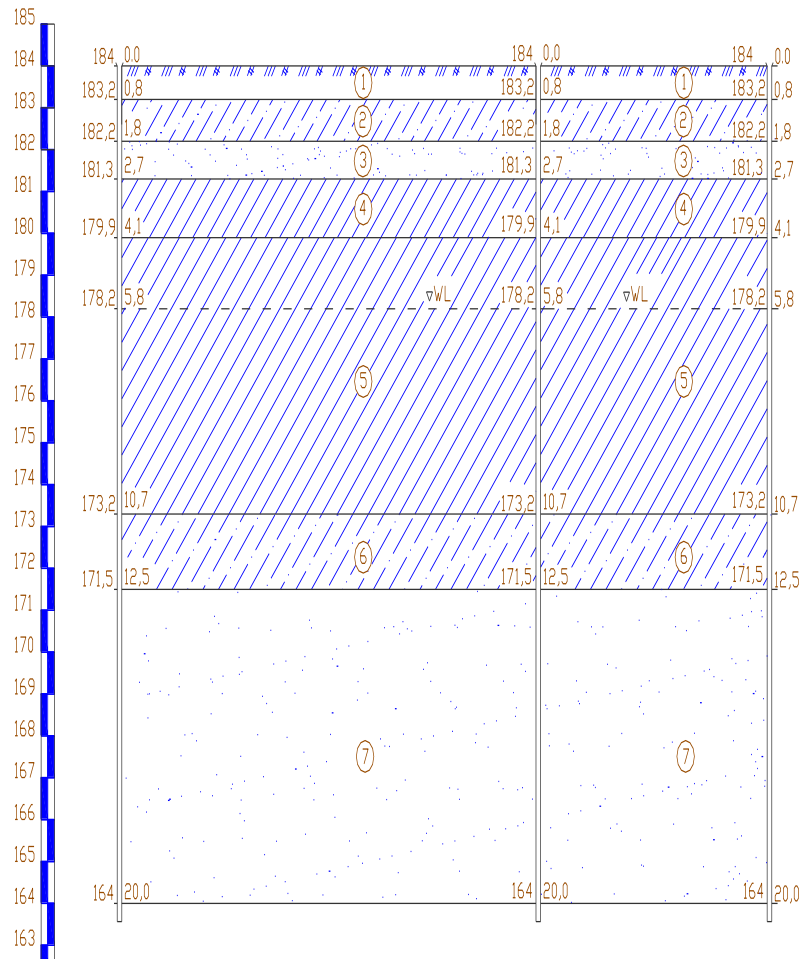
$$f = \frac{5Ml_0^2}{48E_{cm}I_{red}} - \frac{Pe_{op}l_0^2}{8E_{cm}I_{red}} = \frac{5 \cdot 4414,5 \cdot 610^2}{48 \cdot 3450 \cdot 118813} - \frac{196,8 \cdot 8,47 \cdot 610^2}{8 \cdot 3450 \cdot 118813} = 0,23 \text{ см}$$

Відносний прогин

$$f/l_0 = 0,23/610 = 1/2652 < \left[\frac{f}{l} \right] = 1/200$$

2.3. Розрахунок пальового фундаменту

Геологічний розріз майданчика.



Абсолютні відмітки уст'їв свердловини, м			
Відстань в м		20,7	10,7
Номер свердловини	5	2	4

Рис. 2.8. Геологічні умови будівельного майданчику

Визначення фізико-механічних властивостей ґрунтів.

ІГЕ-1–рослинний ґрунт (в розрахунках не враховується).

Таблиця 2.4. ІГЕ-2 - пилувато-глинистий, з характеристиками:

Потужність (м)	Природна вологість ω	Щільність ґрунту ρ (т/м ³)	Щільність часток ρ_s (т/м ³).	Вологість на межі текучості ω_l	Вологість на границі розкошування ω_p
1	0,17	1,87	2,7	0,21	0,15

1. Визначимо вид та стан пилувато-глинястого ґрунту.

$$I_{p_2} = \omega_{l_2} - \omega_{p_2} = 0,21 - 0,15 = 0,06;$$

$$I_{l_2} = \frac{\omega_2 - \omega_{p_2}}{I_{p_2}} = \frac{0,17 - 0,15}{0,06} = 0,333;$$

Це згідно вимог будівельної класифікації ґрунтів супісок пластичний,

2. Питома вага ґрунту:

$$\gamma_2 = g \cdot \rho_2 = 9,81 \cdot 1,87 = 18,35 \text{ кН/м}^3;$$

3. Питома вага часток ґрунту:

$$\gamma_{s_2} = \rho_{s_2} \cdot g = 9,81 \cdot 2,7 = 26,5 \text{ кН/м}^3;$$

4. Коефіцієнт пористості:

$$e_2 = \rho_{s_2} \cdot \frac{1 + \omega_2}{\rho_2} - 1 = 2,7 \cdot (1 + 0,17) / 1,87 - 1 = 0,7;$$

5. Нормативні характеристики міцності ґрунту C_{II}, φ_{II} визначаємо за табл. 2.7. методичних вказівок, а модуля деформації E , за табл.2.8 методичних вказівок як для алювіального ґрунту в залежності від I_{L1} та e_2 по інтерполяції з точністю: C_{II} - до десятих, кПа, φ_{I} - до десятих градуса, а E_{II} до десятих МПа.

Питоме зчеплення : $C_n = 12,2$ кПа;

Кут внутрішнього тертя: $\varphi_n = 22,8^\circ$;

Розрахунковий опір ґрунту: $R_0 = 231$ кПа;

Модуль деформацій: $E_n = 13,6$ МПа;

Для другого граничного стану: $C_{II} = \frac{C_n}{\gamma_g} = 12,2$ кПа;

$$\varphi_{II} = \frac{\varphi_n}{\gamma_g} = 22,8^\circ$$

Для першого граничного стану: $C_I = \frac{C_{II}}{\gamma_g} = \frac{12,2}{1,5} = 8,13$ кПа

$$\varphi_I = \frac{\varphi_{II}}{\gamma_g} = 19,83^\circ$$

де $\gamma_g = 1,5$ – для супісків.

Таблиця 2.5. ПГЕ-3 – пісок дрібний, з характеристиками:

Потужність (м)	Природна вологість ω	Щільність ґрунту ρ (т/м ³)	Щільність часток ρ_s (т/м ³).	Вологість на межі текучості ω_l	Вологість на границі розкочування ω_p
0,9	0,03	1,82	2,66	-	-

1. Питома вага ґрунту: $\gamma_z = \rho \cdot g = 9,81 \cdot 1,82 = 17,9$ кН/м³;
2. Питома вага часток ґрунту: $\gamma_s = \rho_s \cdot g = 2,66 \cdot 9,81 = 26,1$ кН/м³;
3. Коефіцієнт пористості: $e = \rho_s \cdot \frac{1+\omega}{\rho} - 1 = 2,66 \cdot \frac{1+0,03}{1,82} - 1 = 0,51$;
Тобто. $e = 0,51 < 0,6$ - пісок щільний;
4. Ступінь вологості: $S_r = \rho_s \cdot \frac{\omega}{e\rho_w} = 2,66 \cdot \frac{0,03}{(0,51 \cdot 1,0)} = 0,16$;
Тобто $0 < S_r = 0,16 < 0,5$ - пісок маловологий;
5. Питоме зчеплення: $C_n = 6$ кПа;
6. Кут внутрішнього тертя: $\varphi_n = 38^\circ$;
7. Модуль деформацій: $E_n = 48$ МПа;
8. Розрахунковий опір ґрунту: $R_0 = 400$ кПа.

Для першої групи граничних станів:

$$C_I = \frac{C_{II}}{\gamma_g} = \frac{6}{1,5} = 4 \text{ кПа};$$

$$\varphi_I = \frac{\varphi_{II}}{\gamma_g} = 34,55^\circ$$

Табл.2.6. ПЕ-4-пилувато-глинистий, з характеристиками:

Потужність (м)	Природна вологість ω	Щільність ґрунту ρ (т/м ³)	Щільність часток ρ_s (т/м ³).	Вологість на межі текучості ω_l	Вологість на границі розкочування ω_p
1,4	0,17	1,92	2,71	0,22	0,10

1. Визначимо вид та стан пилувато-глинястого ґрунту.

$$I_p = \omega_l - \omega_p = 0,22 - 0,10 = 0,12;$$

$$I_l = \frac{\omega - \omega_p}{I_p} = \frac{0,17 - 0,10}{0,12} = 0,583;$$

Це згідно вимог будівельної класифікації ґрунтів суглинок м'якопластичний,

$$2. \text{ Питома вага ґрунту: } \gamma = g \cdot \rho = 9,81 \cdot 1,92 = 18,84 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

$$3. \text{ Питома вага часток ґрунту: } \gamma_s = \rho_s \cdot g = 9,81 \cdot 2,71 = 26,6 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

$$4. \text{ Коефіцієнт пористості: } e = \rho_s \cdot \frac{1 + \omega}{\rho} - 1 = 2,71 \cdot (1 + 0,17) / 1,92 - 1 = 0,7;$$

5. Нормативні характеристики міцності ґрунту C_{II} , φ_{II} визначаємо за табл.2.7. методичних вказівок, а модуля деформації E , за табл.2.8 тієї ж методички як для алювіального ґрунту в залежності від I_{L1} та e_2 по інтерполяції з точністю: C_{II} - до десятих, кПа, φ_I - до десятих градуса, а E_{II} до десятих МПа.

$$\text{Питоме зчеплення: } C_{II} = 22,5 \text{ кПа};$$

$$\text{Кут внутрішнього тертя: } \varphi_{II} = 18,5^\circ;$$

$$\text{Розрахунковий опір ґрунту: } R_0 = 209,2 \text{ кПа};$$

$$\text{Модуль деформацій: } E_{II} = 14,5 \text{ МПа};$$

$$\text{Для другого граничного стану: } C_{II} = \frac{c_n}{\gamma_g} = 22,5 \text{ кПа}$$

$$\varphi_{II} = \frac{\varphi_n}{\gamma_g} = 18,5^\circ$$

$$\text{Для першого граничного стану: } C_I = \frac{C_{II}}{\gamma_g} = \frac{22,5}{1,5} = 15 \text{ кПа};$$

$$\varphi_I = \frac{\varphi_{II}}{\gamma_g} = 16,82^\circ$$

Табл.2.7. ПЕ-5-пилувато-глинистий, з характеристиками:

Потужність (м)	Природна вологість ω	Щільність ґрунту ρ (т/м ³)	Щільність часток ρ_s (т/м ³).	Вологість на межі текучості ω_l	Вологість на границі розкошува ння ω_p
6,6	0,22	1,93	2,71	0,21	0,11

1. Визначимо вид та стан пілувато-глинястого ґрунту.

$$I_p = \omega_l - \omega_p = 0,21 - 0,11 = 0,10;$$

$$I_l = \frac{\omega - \omega_p}{I_p} = \frac{0,22 - 0,11}{0,10} = 1,1;$$

Це згідно вимог будівельної класифікації ґрунтів суглинок текучій, глинисті ґрунти в текучому стані в якості природної основи під фундаменти, як правило, не використовуються.

Табл.2.8. ІГЕ-6-пілувато-глинистий, з характеристиками:

Потужність (м)	Природна вологість ω	Щільність ґрунту ρ (т/м ³)	Щільність часток ρ_s (т/м ³).	Вологість на межі текучості ω_l	Вологість на границі розкочування ω_p
1,8	0,25	1,87	2,70	0,21	0,15

1. Визначимо вид та стан пілувато-глинястого ґрунту.

$$I_p = \omega_l - \omega_p = 0,21 - 0,15 = 0,06;$$

$$I_l = \frac{\omega - \omega_p}{I_p} = \frac{0,25 - 0,15}{0,06} = 1,7;$$

Це згідно вимог будівельної класифікації ґрунтів супісок текучій, глинисті ґрунти в текучому стані в якості природної основи під фундаменти, як правило, не використовуються.

Табл. 2.9. ІГЕ-7-пісок дрібний, з характеристиками:

Потужність (м)	Природна вологість ω	Щільність ґрунту ρ (т/м ³)	Щільність часток ρ_s (т/м ³).	Вологість на межі текучості ω_l	Вологість на границі розкочування ω_p
7,5	0,24	1,89	2,65	-	-

1. Питома вага ґрунту: $\gamma_3 = \rho \cdot g = 9,81 \cdot 1,89 = 18,541 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$

2. Питома вага часток ґрунту: $\gamma_s = \rho_s \cdot g = 2,65 \cdot 9,81 = 25,997 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$

3. Коефіцієнт пористості: $e = \rho_s \cdot \frac{1+\omega}{\rho} - 1 = 2,65 \cdot \frac{1+0,24}{1,89} - 1 = 0,74$; Тобто. $e = 0,74 < 0,5$ - пісок середньої щільності;
4. Ступінь вологості: $S_r = \rho_s \cdot \frac{\omega}{e\rho_w} = 2,65 \cdot \frac{0,24}{(0,74 \cdot 1,0)} = 0,86$;
Тобто $0 < S_r = 0,18 < 1,0$ - пісок насичений водою;
5. Питоме зчеплення: $C_n = 0,2$ кПа;
6. Кут внутрішнього тертя: $\varphi_n = 28,4^\circ$;
7. Модуль деформацій: $E_n = 19$ МПа;
8. Розрахунковий опір ґрунту: $R_0 = 200$ кПа.

Для першої групи граничних станів:

$$C_I = \frac{C_{II}}{\gamma_g} = \frac{0,2}{1,5} = 0,133 \text{ кПа};$$

$$\varphi_I = \frac{\varphi_{II}}{\gamma_g} = 25,82^\circ$$

Розрахунковий опір, R_0 , кПа		231	400	209,2	-	-	200
Модуль деформацій, E_d , кПа		13,6	48	14,5	-	-	19
Кут внутрішнього тертя, φ_{int}		22,8	38	18,5	-	-	28,4
Питоме зчеплення, c_n , кПа		12,2	6	22,5	-	-	0,2
Ступінь вологості, S_r		-	0,16	-	-	-	-0,86
Коефіцієнт пористості, e		0,7	0,51	0,7	-	-	0,74
Показник текучості, I_L		0,33	-	0,583	1,1	1,7	-
Число пластичності, I_{ps}		0,06	-	0,12	0,10	0,06	-
Межі	Розкочування, $\omega_{R_{ps}}$	0,15	-	0,10	0,11	0,15	-
	Текучості, ω_L	0,21	-	0,22	0,21	0,21	-
Природна вологість, ω		0,17	0,03	0,17	0,22	0,25	0,24
Питома вага, γ , кН/м ³	В зваженому	-	-	-	-	-	-
	Частинок ґрунту	26,5	26,1	26,6	-	-	25,997
	ґрунту	18,3	17,9	18,84	-	-	18,541
Щільність, ρ , т/м ³	Частинок ґрунту	2,70	2,66	2,71	2,71	2,70	2,65
	ґрунту	1,87	1,82	0,92	1,93	1,8	1,89
Глибина закладання пілошви шару, м		1,8	2,7	4,1	10,7	12,5	20,0
Назва ґрунту		Супісок пластичний	Пісок дрібний, щільний, маловологий	Суглинок м'яко-пластичний	Суглинок текучий	Супісок текучий	Пісок дрібний, середньої щільності, насичений водою
Номер шару		2	3	4	5	6	7

Номер шару	Повне найменування ґрунту	Для розрахунків за першою групою граничних станів						Для розрахунків за другою групою граничних станів		
		Питома вага	Пітоме зчеплення	Кут внутрішнього тертя	Модуль деформації	Розрахунковий опір ґрунту	Питома вага	Пітоме зчеплення	Кут внутрішнього тертя	
2	Супісок пластичний	17,5	8,13	19,83	13,6	231	18,35	12,2	22,8	
3	Пісок дрібний, щільний, маловологий	17,05	4	34,55	48	400	17,9	6	38	
4	Суглинок м'яко-пластичний	17,943	15	16,82	14,5	209,2	18,84	22,5	18,5	
5	Суглинок текучий	-	-	-	-	-	-	-	-	
6	Супісок текучий	-	-	-	-	-	-	-	-	
7	Пісок дрібний, середньої щільності, насичений водою	17,66	0,133	25,82	19	200	18,541	0,2	28,4	

Збір навантажень на 1м ростверку зручно виконати в табличному вигляді. Для розрахунку приймаємо одну із осей, по якій проходить фундамент, наприклад по осях 7,8, при цьому збір навантажень виконуємо по вантажній площі 2,5м².

Табл. 2.10. Вертикальні навантаження на обрізі фундаменту на 1м

№ п/п	Найменування виду навантаження	Нормативне навантаження кН/м. п.	Коеф. надійності γ_f	Розрахункове навантаження кН/м. п.
1	Міжповерхові перекриття	64,65	1,2	77,58
2	Стіна з цегли	123,12	1,2	147,74
3	Утеплювач – мінераловатні плити	7,2	1,2	8,64
4	Блоки стін підвалу	32,20	1,2	38,64
5	Покрівля	0,75	1,2	0,9
6	Снігове навантаження кН/м. п.	4.18	1,04	4.35
	Всього по обрізу фундаменту	230		276

Приймаємо буронабивні палі довжиною 10 метрів.

Несуча здатність палі:

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

де $A = \pi \cdot R_2 = 3,14 \cdot 0,152 = 0,071 \text{ м}^2$

$$U = \pi \cdot D = 3,14 \cdot 0,3 = 0,94 \text{ м};$$

$$\gamma_{CR} = 0,9;$$

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

Геологічні умови

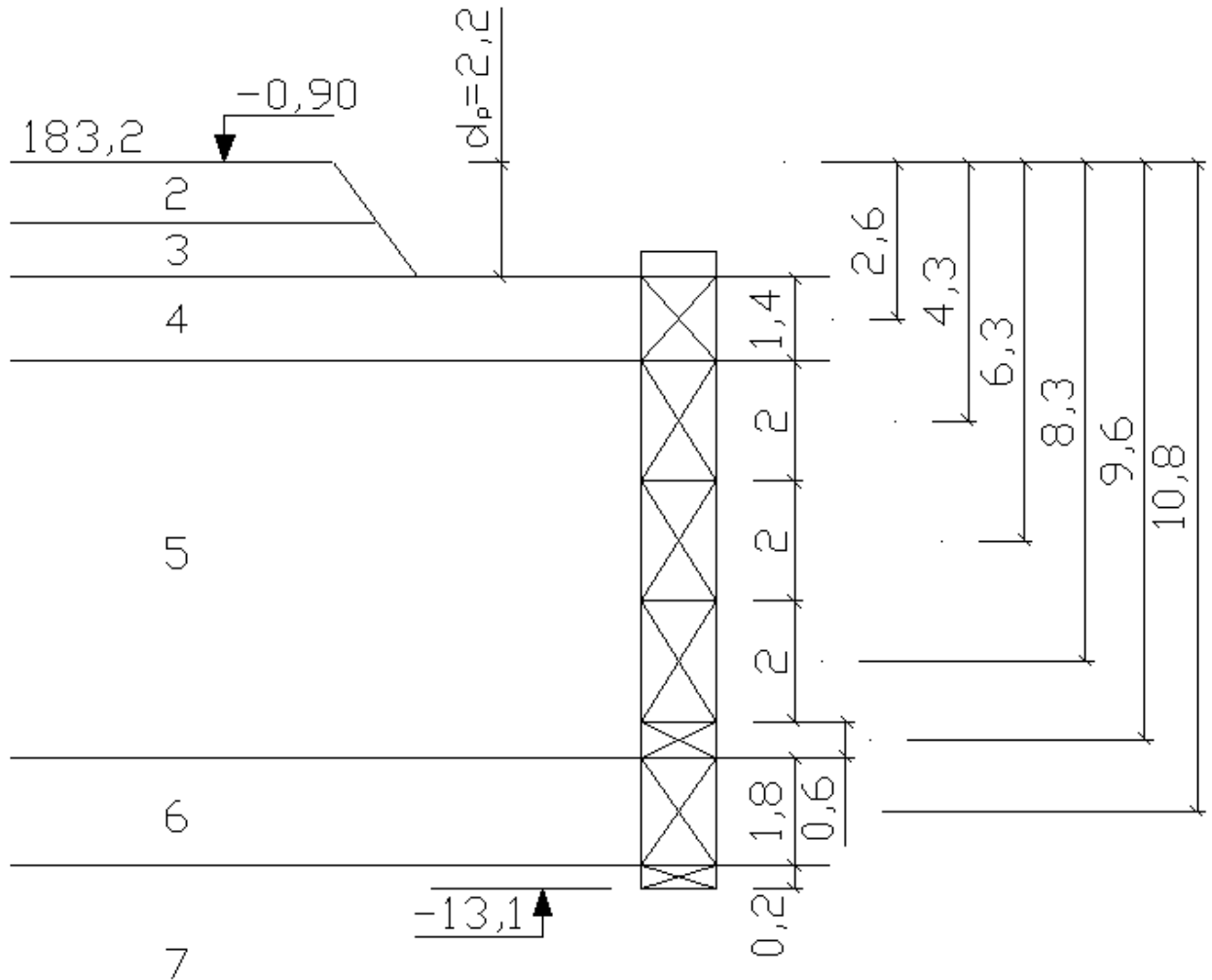


Рис.2.9.

$$R = [2000 + \frac{2300 - 2000}{20 - 15} \cdot (16,6 - 15)] \cdot 1,3 = 2724 \text{кПа}$$

$$Fd = 1 \cdot [0,071 \cdot 2724 \cdot 0,9 + 0,6 \cdot 0,94 \cdot (1,4 \cdot 33 \cdot 1 + 2 \cdot 38,25 \cdot 1 + 2 \cdot 42,3 \cdot 1 + 2 \cdot 44,3 \cdot 1 + 0,6 \cdot 45,6 \cdot 1 + 1,8 \cdot 46,8 \cdot 1 + 0,2 \cdot 48,7 \cdot 1,3)] = 402,3 \text{кН}$$

$$N_{св} = \frac{402,3}{1,4} = 287,4 \text{кН}$$

Розрахунок пальового фундаменту (перший переріз).

Кількість паль на 1 м.п. довжини:

$$N_1 = 230 \text{кН/м}$$

$$n = \frac{N_1}{N_{II}} = \frac{230}{287,4} = 0,8 \text{ палі};$$

При розміщенні палів в один ряд відстань між ними складає: $l_1 = \frac{287,4}{230} = 1,25 \text{ м}$, що більше мінімально допустимого $3d = 0,9 \text{ м}$.

Розміщуємо палі в плані ростверку в ряд.

Відстань між палями в ряду приймаємо: $l'_1 = 1,2 \text{ м}$,

ширину ростверку приймаємо: $b_p = 0,5 \text{ м}$;

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

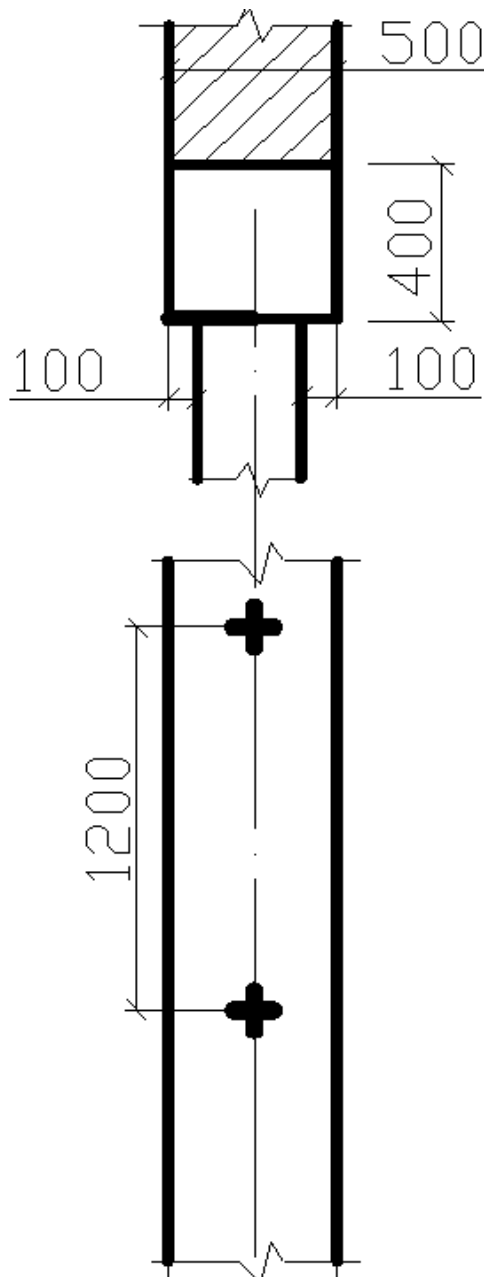


Рис.2.10.

Перевіряємо розрахункове навантаження на палю: $N = \frac{N_{1\phi}}{n} \leq N_{\pi}$;

$$N_{1\phi} = (N_1 + \sigma_p) \cdot l_1 = (230 + 1,1 \cdot 0,4 \cdot 0,5 \cdot 25) \cdot 1,2 = 276,2 \text{ кН}$$

$$N = 276,2 < N_{\pi} = 287,4 \text{ кН}$$

Розрахунок і конструювання З/Б ростверку.

Розрахунковий проліт: $L_p = 1,05(L - d) = 1,05(1,2 - 0,36) = 0,95 \text{ м}$;

Розрахунковий опорний момент:

$$M_{on} = \frac{q_0 \cdot L_p^2}{12} = \frac{236 \cdot 0,95^2}{12} = 17,75 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

де $q_0 = 230 + 6 = 236 \text{ кН/м}$;

$$\text{Прольотний момент: } M_{np} = \frac{236 \cdot 0,95^2}{24} = 8,87 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\text{Перерізуюча сила: } Q = \frac{236 \cdot 0,95}{2} = 112,1 \text{ кН};$$

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

$$A_s = \frac{17,75 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 35 \cdot 280} = 1,57 \text{ см}^2; \text{ приймаємо } 3\emptyset 10 \text{ арматура класу А400,}$$

$$A_s = 2,35 \text{ см}^2;$$

Площа поперечного перерізу нижньої арматури в прольоті:

$$A_{s \square p} = \frac{8,87 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 35 \cdot 280} = 0,78 \text{ см}^2; \text{ приймаємо } 3\emptyset 10 \text{ А400, } A_s = 2,35 \text{ см}^2;$$

Розрахунок міцності по похилим перерізам проводиться на діючу
максимальну поперечну силу при вимозі: $Q > 0,6 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ (бетон класу
С15/20);

$$112,1 \text{ кН} < 0,6 \cdot 0,9 \cdot 1,2 \cdot 0,35 = 0,226 \text{ мН} = 226 \text{ кН};$$

умова не виконується, виходячи з цього поперечну арматуру
розташовуємо конструктивно.

Приймаємо поперечну арматуру класу А240, $\emptyset 6 \text{ мм}$, $s = 15 \text{ см}$.

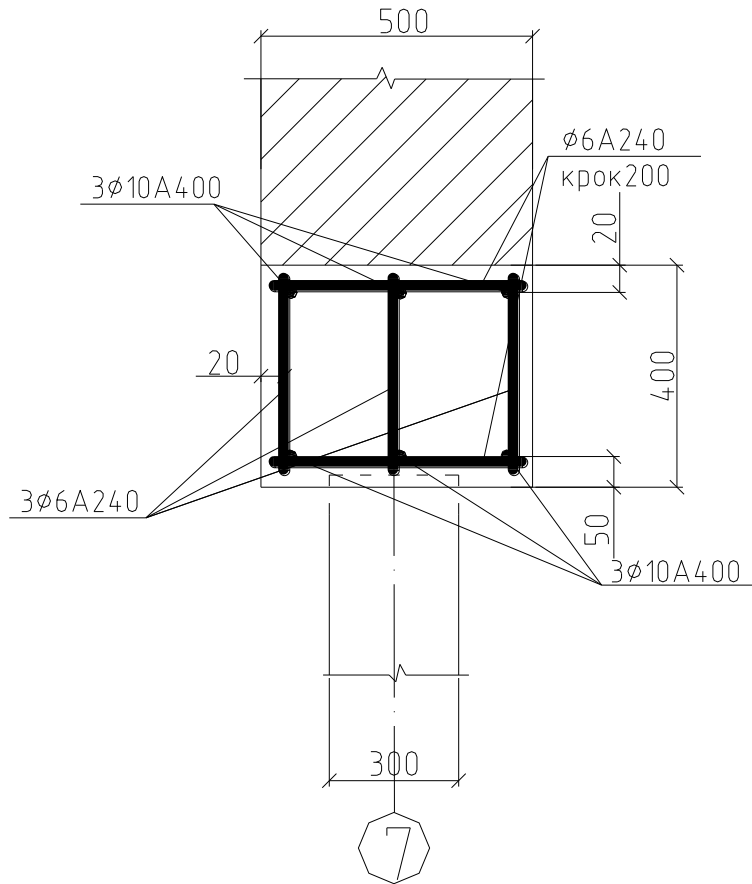


Рис.2.11.

Розрахунок пального фундаменту (другий переріз).

Кількість палів на 1 м.п. довжини: $N_2 = 257,8$ кН/м;

$$n = \frac{N_2}{N_{\text{п}}} = \frac{257}{287,4} = 0,89 \text{ палів};$$

При розміщенні палів в один ряд відстань між ними складає: $l_2 = \frac{287,4}{257,8} = 1,1$;

що більше мінімально допустимого $3d = 0,9$ м.

Розміщуємо палі в плані ростверку в ряд.

Відстань між палями в ряду приймаємо: $l'_2 = 1,0$ м;

ширину ростверку приймаємо: $b_p = 0,5$ м;

висота ростверку: $h_p = 0,4$ м;

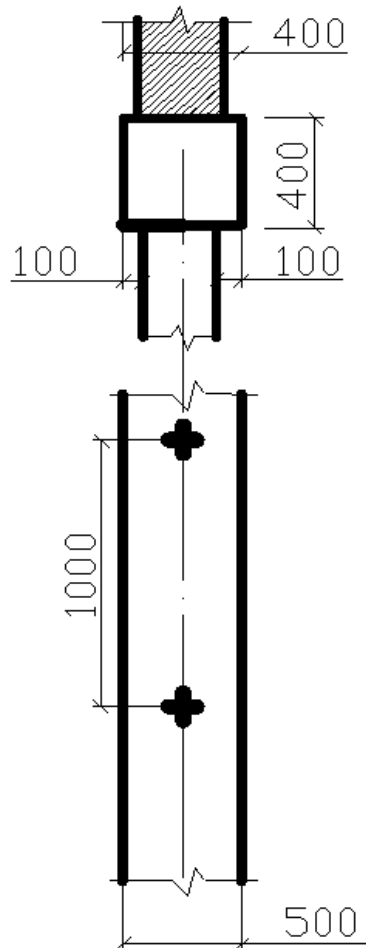


рис.2.12.

Перевіряємо розрахункове навантаження на палю: $N = \frac{N_{2\phi}}{n} \leq N_{п};$

$$N_{2\phi} = (2578 + 5,5) \cdot 1,0 = 263,3 \text{ кН};$$

$$N = 263,3 < N_{п} = 287,4 \text{ кН};$$

Розрахунок і конструювання З/Б ростверку.

Розрахунковий прольот: $L_p = 1,05(L - d) = 1,05(1 - 0,3) = 0,73 \text{ м};$

Розрахунковий опорний момент:

$$M_{on} = \frac{q_0 \cdot L_p^2}{12} = \frac{263,3 \cdot 0,73^2}{12} = 11,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

де $q_0 = 257,8 + 5,5 = 263,3 \text{ кН/м};$

Прольотний момент:

$$M_{np} = \frac{263,3 \cdot 0,73^2}{24} = 5,86 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Перерізуюча сила:

$$Q = \frac{263,3 \cdot 0,73}{2} = 131,8 \text{ кН};$$

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

$$A_s = \frac{11,7 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 35 \cdot 280} = 1,41 \text{ см}^2; \text{ приймаємо } 3\varnothing 8 \text{ арматура класу А400, } A_s = 1,51 \text{ см}^2;$$

Площа поперечного перерізу нижньої арматури в прольоті:

$$A_{s\text{пр}} = \frac{5,86 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 35 \cdot 280} = 0,67 \text{ см}^2; \text{ приймаємо } 3\varnothing 8 \text{ А400, } A_s = 1,51 \text{ см}^2;$$

Розрахунок міцності по похилим перерізам проводиться на діючу максимальну поперечну силу при вимогі: $Q > 0,6 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ (бетон класу С15/20);

$$131,8 \text{ кН} < 0,6 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 0,35 = 0,189 \text{ мН} = 189 \text{ кН};$$

умова не виконується, виходячи з цього поперечну арматуру розташовуємо конструктивно.

Приймаємо поперечну арматуру класу А240, $\varnothing 6 \text{ мм}$, $s = 15 \text{ см}$.

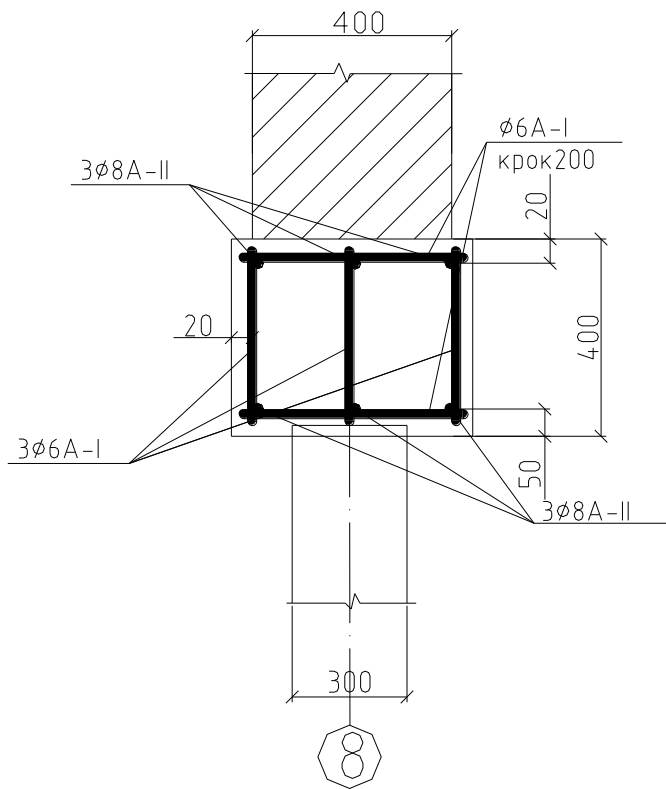


рис.2.13.

Розділ 3. Технологія та організація будівництва

3.1. Умови будівельного виробництва

Будівельний майданчик, відведений під забудову п'ятиповерхової житлової будівлі, розташований в м.Суми

Рельєф майданчику має спокійний характер. За кліматичними умовами район будівництва належить до другого поясу.

Розміщення робочих кадрів на період будівництва передбачається в тимчасових будівлях.

Будівельний майданчик знаходиться в межах міста. Підвіз піску на буд майданчик проводиться з відстані 12км. Відстань до найближчої залізничної станції 2км, доставки залізобетонних конструкцій та бітуму - 20км.

Вертикальне планування ділянки вирішено у відповідності з рельєфом та природними умовами сусідніх районів в ув'язці з існуючими будівлями та дорогами з твердим покриттям.

При будівництві враховані будівельні та технологічні вимоги. Вертикальне планування створює сприятливі умови для безпечного під'їзду та підходу до будівлі, а також безперешкодного відводу поверхневих вод. Відвід поверхневої та талої води з ділянки будівництва прийнятий поверхневий, роз зосереджений за рахунок запроєктованих поздовжніх та поперечних уклонів доріг, майданчиків та газонів.

3.2. Розробка технологічної карти на влаштування буронабивних паль

Влаштування пальових фундаментів з буронабивних паль, у тому числі при реконструкції існуючих будівель, пов'язаної з їхньою надбудовою, прибудовою нових частин, у складних ґрунтових умовах із застосуванням традиційних конструкцій і технологій на базі громіздкого встаткування виявляється практично неприйнятним через високу щільність міської забудови й тим самим скрутності провадження робіт. Буроін'єкційні палі й набивні палі, виконувані по електроімпульсній технології, а також з

використанням пневмопробійників і розкотчуків, особливо при невеликих обсягах робіт, виявляються економічно недоцільними.

Усі роботи при устрою пальових фундаментів здійснюються відповідно до вимог чинних нормативних документів: ДСТУ Б В.2.1-27:2010; ДБН В.2.1-10-2018; ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013; Посібнику з проведення й приймання робіт з основ і фундаментів (до СНиП 3.02.01-87) і ін.

Область застосування

Технологічна карта складена на процес устрою буронабивних паль у водонасичених ґрунтах для п'ятиповерхового житлового будинку, при його зведенні в умовах щільної міської забудови.

У якості об'єкта при розробці карти прийнятий пальовий фундамент із буронабивних паль із розширеною основою з утрамбованого щебеню, довжиною 10м і діаметром 325мм.

Роботи виконуються у весняний період.

Технологія й організація виготовлення буронабивних паль

Підготовчі роботи

Підготовчі роботи включають:

- уточнення розташування інженерних комунікацій у межах розташування паль (пального поля);
- видалення асфальтових, бетонних і ін. міцних (твердих) покриттів;
- уточнення розташування зовнішніх граней існуючих фундаментів будівель (в умовах щільної забудови й реконструкції);
- розбивку осей паль.

Розбивка осей паль виконується з точністю ± 10 мм із закріпленням їх на прилягаючих стінах будівлі змиваною фарбою й на асфальтобетонному покритті за допомогою штирів або незмивною фарбою.

У процесі провадження робіт ведеться «Журнал виготовлення буронабивних паль із розширеною основою із щебеню».

На початковому етапі рекомендується виконати дослідні роботи з відпрацювання технології втрамбування щебеню у нижню частину свердловини й необхідної кількості ударів трамбування, часу для втрамбування щебеню, загального зниження й «відмови» і ін. параметрів, у т.ч. оптимальної висоти скидання трамбування з урахуванням можливих динамічних впливів.

Усі роботи виконуються з урахуванням вимог ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013, ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві» і ін. нормативних документів з техніки безпеки в будівництві.

Технологічна схема устрою буронабивних паль із розширеною основою з утрамбованого щебеню.

Технологія виготовлення паль включає наступні основні операції :

а) установка бурового верстата на вісь свердловини з наступним буравленням свердловини (1) у межах асфальтобетонного покриття бурової коронки, а нижче шнеком діаметром 325 мм до несучого шару й заглибленням у нього не більш, ніж на 10-15 см. При цьому верхній асфальтобетонний шар виконує роль кондуктора.

Буравлення свердловин і устрій буронабивних паль виконують, як правило, через одну з поверненням на пропущені свердловини після закінчення схоплювання бетонної суміші у виконаних палях, але не раніше ніж через 24 години або набору міцності бетоном не менш 25% від проектної;

Основні дані по буравленню свердловин заносять у відповідні графи «Журналу виготовлення буронабивних паль з розширеною основою із щебеню».

б) установка в свердловину (1) обсадної труби (2) діаметром 325мм довжиною 12 м із частковим задавлюванням її в несучий шар ґрунту з наступною відкачкою води зі свердловини насосом типу «Гном» і частковим зачищенням забою желонкою, після чого в свердловину відсипається порція сухої бетонної суміші (3) на висоту 35-40 см об'ємом 0,025-0,035 м³;

в) підйом обсадної труби (2) на висоту 20-35см і втрамбування снарядом, що трамбує (4) сухої бетонної суміші у забій свердловини до рівня початкової глибини свердловини, у результаті чого в нижній частині свердловини створюється маловодопроницаемая бетонна пробкашрозширення (5) і ущільнена зона (6), що практично повністю виключають надалі приплив води в свердловину (1);

г) пошарові відсипання при піднятій трамбуванні щебеню і втрамбування його в дно свердловини (1) трамбуванням (4) до стану «відмови». Об'єм кожної порції щебеню, що відсипається, становить 0,020-0,025 м³, тобто на висоту 30-35 см. Для створення розширення (5) використовується щебень крупністю 20 - 40мм і міцністю не менш 30МПа. За стан «відмови» приймають зниження поверхні, що ущільнюється, рівним 0,8 - 1см за 1 удар трамбування. У результаті втрамбування 3 - 4 порцій спочатку сухої бетонної суміші, а потім щебеню у нижній частині свердловини створюється розширена основа (5) палі діаметром до 0,45м і висотою до 0,50м, а також ущільнена зона (6).

У процесі відсипання й втрамбування щебеню заміряються, обчислюються й заносяться в «Журнал ...» основні параметри, зазначені у відповідних графах. Ці параметри визначаються в такий спосіб: висота скидання трамбування по мітках, що наносяться на трос із точністю ± 10 см; повна величина зниження щебеню по різниці між даними граф 15 і 11; кількість ударів безпосередньою їхнім підрахунком; величина «відмови» S_a як середня величина зниження поверхні щебеню на останніх 5 ударах трамбування.

У тому випадку, якщо 1-я порція щебеню повністю втрамбована в ґрунт, то необхідно приступити до втрамбування 2-ї порції щебеню до стану «відмови».

д) установка в свердловину (1) усередині обсадної труби (2) арматурного каркаса (7) з його частковим здавлюванням у розширення (5) і заливання в свердловину через вирву (8) литого бетону (9) з осіданням

конуса 18-20см класу С12/15 шляхом вільного його скидання на проектну висоту.

Арматурні каркаси перед їх установкою в свердловини повинні бути очищені від іржі й ґрунту. Основні параметри по установці арматурних каркасів у свердловини заносять в «Журнал ...».

е) витягування обсадної труби (2), у т.ч. з вібрацією, і утворення буронабивної палі (10) з наступним видаленням верхнього шару ґрунту й устроєм ростверку.

Залежно від конкретних ґрунтових умов і оснащення бетонування стовбура палі може здійснюватися після витягування обсадної труби або з одночасним її витягуванням.

Не допускаються перерви в укладанні бетонної суміші в свердловину на час не більш 0,5 години.

Верхня опорна частина палі у випадку уривки котловану до позначки низу підготовки під ростверк бетонується в спеціальному оголовку.

Бетон приготується на місці в малогабаритній бетономішалці.

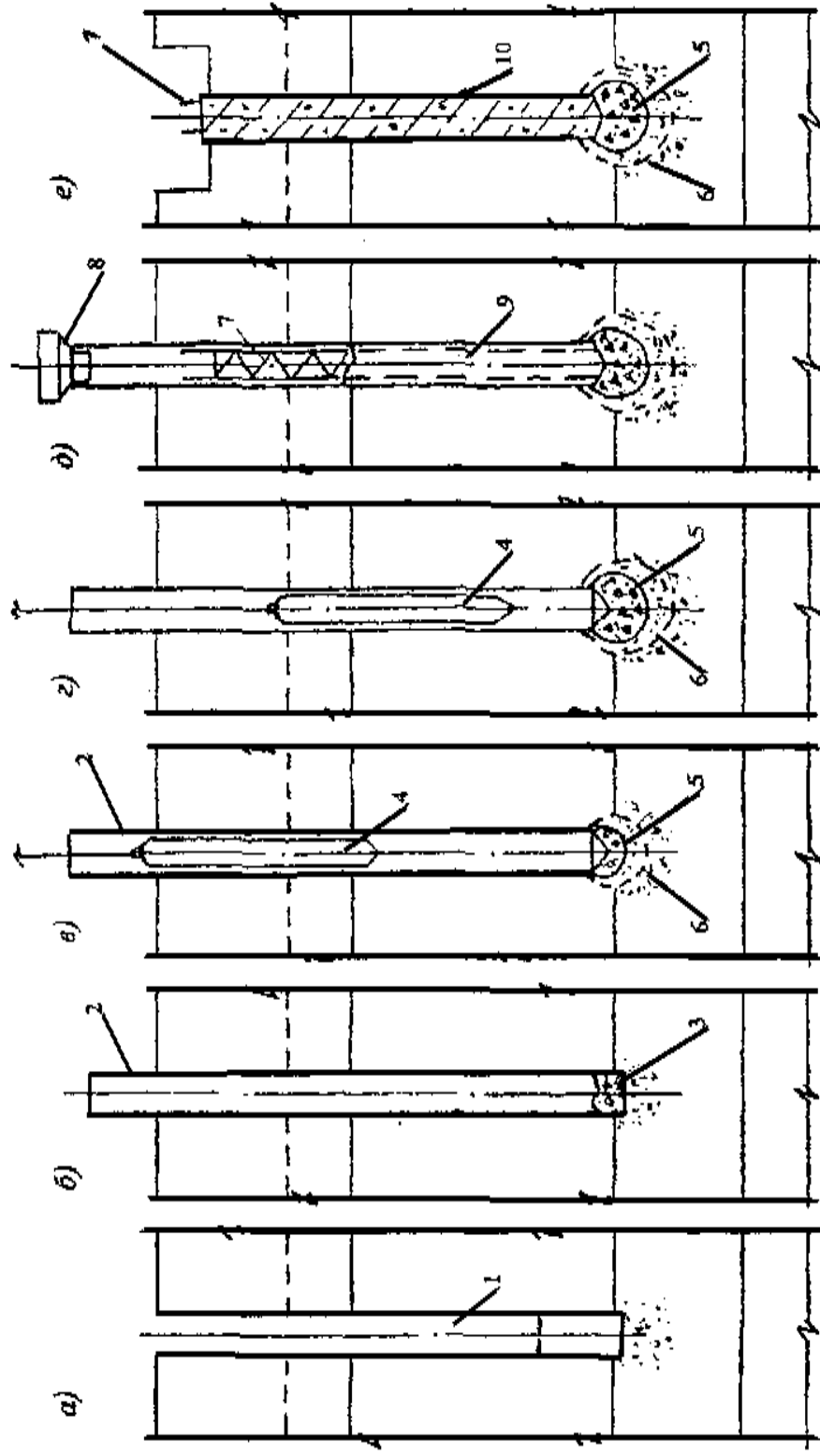


Рисунок 3.1 - Технологічна схема устрою буронабивної палі

1 - свердловина; 2 - обсадна труба; 3 - суха бетонна суміш; 4 - снаряд, що трамбує; 5 - маловодопроникна бетонна пробка; 6 - ущільнена зона; 7 - арматурний каркас; 8 - вирва; 9 - литий бетон; 10 - буронабивна палля

Вимоги до якості й прийманню робіт

У процесі виготовлення буронабивних паль із розширеною основою представниками замовника, технічного й авторського нагляду здійснюється постійний, поетапний контроль за:

- а) планово-висотною прив'язкою осей окремих паль і їх фактичним положенням у плані;
- б) вертикальністю пробурених свердловин, їх глибиною, величиною заглиблення в несучий шар;
- в) технологією й основними параметрами втрамбування щебню у дно свердловини;
- г) установкою арматурних каркасів у свердловини;
- д) технологією бетонування стовбура паль;
- е) правильністю й своєчасністю заповнення «Журналу виготовлення буронабивних паль із розширеною основою із щебню».

Контроль якості виконаних робіт здійснюється відповідно до вимог ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013, Посібника з здійснення й приймання робіт при устрою основ і фундаментів (до СНиП 3.02.01-87), а також проекту пальових фундаментів.

Приймання-здача готових буронабивних паль виконується комісією в складі замовника, генпідрядника, виконавця робіт, авторського нагляду у два етапи:

- 1 етап – приймання-здача свердловин після устрою розширених основ;
- 2 етап – приймання-здача готових паль.

Приймання виконаних буронабивних паль проводиться на підставі наступних матеріалів:

- а) проекту пальових фундаментів;
- б) проекту провадження робіт (ППР) по устрою буронабивних паль із розширеною основою;
- в) виконавчої схеми розташування паль;
- г) актів на приховані роботи;

д) журналу виготовлення буронабивних паль із розширеною основою із щебеню;

е) актів приймання матеріалів (бетон, арматури, щебені).

Приймання буронабивних паль оформляється актами:

а) огляду й приймання пробурених свердловин і арматурних каркасів для буронабивних паль;

б) приймання пального поля з буронабивних паль для бетонування ростверків.

У цих актах вказуються всі виявлені відступи від проекту, передбачені способи й терміни їх усунення, дається загальна оцінка якості виконаних робіт.

Визначення несучої здатності одиночної палі

Несучу здатність одиночної буронабивної палі визначають відповідно до [ГОСТ 5686-94](#) (ДЕРЖСТАНДАРТти. Методи польових випробувань палями).

Допускається при відповідному техніко-економічному обґрунтуванні з урахуванням розрахункових даних відповідно до ДБН Д.2.2-5-99. «Збірник 5. Роботи паль. Опускні колодязі. Закріплення ґрунтів» несучу здатність паль визначати по величині сумарної енергії, витраченої на втрамбування щебеню у дно свердловини. Ця методика визначення величини несучої здатності розроблена ЦНИИОМТП на підставі численних досліджень, виконаних у різних інженерно-геологічних умовах на території РФ і близького зарубіжжя при устрою фундаментів в утрамбованих котлованах і набивних паль.

Матеріально-технічні ресурси

Бурильні машини й устаткування

Для виконання робіт з буровлення свердловин для устрою буронабивних паль застосовується бурова установка Liebherr LB16 (рис.3.2)

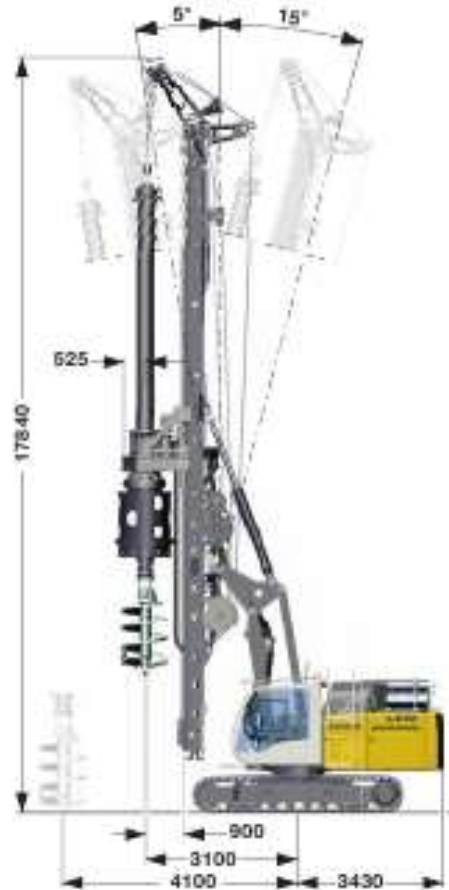


Рис.3.2. Зовнішній вигляд і габаритні розміри бурової установки Liebherr LB16.

Охорона навколишнього середовища й правила техніки безпеки

Охорона навколишнього середовища

До початку виконання земляних робіт у проекті організації будівництва розробляються рішення по охороні природи відповідно до чинного законодавства, стандартів і документами, що регламентують раціональне використання й охорону природних ресурсів.

Родючий (рослинний) шар ґрунту в основі насипів і на площі, займаній різними вилученнями, до початку основних земляних робіт повинен бути знятий. Розміри зняття шару встановлюються проектом організації будівництва. Знятий ґрунт переміщується у відвал для використання його при рекультивації або підвищенні родючості малопродуктивних земель.

Необхідність зняття й товщина шару встановлюються з урахуванням рівня родючості, природної зони у відповідності з діючими стандартами. При

цьому необхідно врахувати, що зняття рослинного шару слід робити, коли ґрунт перебуває в немерзломому стані.

Неприпустимо використовувати рослинний шар для устрою перемичок, підсипань і інших постійних і тимчасових земляних споруджень.

Зелені насадження - дерева, декоративний чагарник, рельєф місцевості, що представляє собою екзотичну своєрідність, повинні бути захищені й максимально збережені.

Якщо при виконанні земляних робіт будуть виявлені археологічні й палеонтологічні об'єкти, то роботи слід призупинити й сповістити про це місцевим органам влади.

Техніка безпеки

При земляних роботах у місцях, де можуть перебувати діючі підземні комунікації, треба строго виконувати встановлювані їхніми власниками вимоги по виконанню робіт.

При розробці бурильно-крановими машинами котлованів спуск робітників у них не дозволяється.

При буравленні бурильно-крановими машинами не дозволяється наближатися до обертового бура на відстань менш 1 м. Забороняється також відкидати ґрунт від краю котловану при обертовій штанзі бура й очищати бурову головку при працюючому двигуні бурильно-кранової машини.

Котловани, вириті поблизу місць проходу людей, слід обгороджувати або закривати щитами з попереджувальними плакатами, а в нічний час - запаленими ліхтарями. При ритті котлованів на крутих схилах у населених районах повинні бути вжиті заходи проти падіння й скочування каменів.

З появою запаху газу земляні роботи повинні бути негайно припинені, а місця їх - обгороджені й позначені покажчиками.

При устрою фундаментів під опори підйомні механізми слід встановлювати на відстані не менш 1 - 1,5 м від краю котловану залежно від щільності ґрунту й глибини розробки. Опускати підножки в котловани

потрібно обережно, не торкаючись стінок. При цьому забороняється перебувати в котлованах.

При роботі з підйомними й тяговими механізмами й пристосуваннями попередньо повинна бути перевірена їхня справність, а також надійність закладення в землю якорів для відтягнень. До роботи можуть бути допущені механізми й пристрої, випробувані у встановлений термін. На всіх механізмах і пристроях повинні бути зазначені граничне навантаження й строки випробування. Маса вантажів, що піднімаються, і тягові зусилля на тросах не повинні перевищувати припустимі.

Перед початком робіт повинне бути перевірене знання сигналів усіма членами бригади, включаючи персонал, що обслуговує механізми.

При вантажно-розвантажувальних роботах місце виконання робіт по підйому й переміщенню вантажів повинне бути освітлене відповідно до норм. Усі чалочні й захватні пристрої повинні бути випробувані й мати клеймо або бирки із вказівкою строку випробування й граничної вантажопідйомності.

Робітники, зайняті на вантажно-розвантажувальних роботах, повинні мати відповідні посвідчення. Роботи, пов'язані з навантаженням і вивантаженням залізобетонних і металевих конструкцій (стовпів, опор, підніжників), виконуються під керівництвом виконроба, майстра або досвідченого бригадира. Попередньо виконроб (майстер або бригадир) зобов'язано провести докладний інструктаж з техніки безпеки.

Стропування довгомірних і великовагових вантажів виконують у відповідності зі схемою, видаваної такелажникові й крановикові. Для розвороту вантажів при підйомі або переміщенні такелажник повинен застосовувати спеціальні відтягнення, а також стежити за тим, щоб при підйомі вантажу тягові канати перебували у вертикальній положенні, і не допускати підтаскування вантажу гаком. Перед опусканням вантажу необхідно оглянути місце вивантаження й переконатися в неможливості падіння, сповзання або перекидання вантажу при установці.

Таблиця 3.2 - Калькуляція витрат на влаштування буронабивних паль

№ п / п	Найменування операцій	Обґрунтування	Склад ланки	Середній розряд робіт	Од. Вимір.	Об'єм робіт	Норма витрат на од. вимір.		Витрати труда усього		Розцінка грн/люд-год
							Люд-год	Маш-год	Люд-год	Маш-год	
1	2	3	4		5	6	7	8	9	10	11
1	Буріння свердловин на глибину до 6-12 м	Е 12-71 т.2 №26	Машиніст V р. - 1 Помічник машиніста IV р. - 1 Помічник машиніста III р. - 1	4	1м	2740	0.51	0.17	1397.4	465.8	20,88
2	Переміщення бурової установки від свердловини до свердловини	Е 12-71 т.1 №1	Машиніст V р. - 1 Помічник машиніста IV р. - 1 Помічник машиніста III р. - 1	4	1 пер	37	0.39	0.13	14,43	4,81	20,88
3	Занурення обсадної труби	Е 12-67 т.5 №б	Машиніст крану VI р. - 1 Монтажник конструкцій IV р. - 1 Монтажник конструкцій III р. - 1	4.3 3	1 труба	240	0.69	0.23	165.6	55.2	21,83
4	Сварка просторових арматурних каркасів паль	ЕНіР на виготовлення з.б виробів	Арматурник III р. - 1 Електрозварник IV р. - 1	3.5	1т	29.78	13.5		402.08 4		19,69
5	Установка арматурних каркасів в свердловини	Е 12-72	Машиніст крану VI р. - 1 Монтажник конструкцій IV р. - 1 Арматурник IV р. - 1	4.7	1 секція	240	2.16	0.54	518.4	129.6	23,09
6	Бетонування буронабивних паль методом вертикального переміщення труби з подачею бетону автобетонозмішувачами	Е 12-74 №2	Машиніст крану VI р. - 1 Бетонник IV р. - 1 Бетонник III р. - 1	4.3	м ³	169.6	0.18	0.06	30.528	10.17	21,83
7	Знімання обсадної труби	Е 12-74 №3	Машиніст крану VI р. - 1 Монтажник конструкцій IV р. - 1 Монтажник конструкцій III р. - 1	4.3 3	1 труба	240	0.42	0.14	100.8	33.6	21,83
									2708.41	725.576	

Список використаних джерел

1. Блажко В. П. О применении многопустотных плит безопалубочного формования в панельных и каркасных зданиях. Жилищное строительство. 2013. № 10. С. 7–10.
2. Татаров А. В. Оценка недвижимости и управление собственностью : Учебное пособие. Таганрог : ТРТУ, 2003. 70 с.
3. Руководство по производству и приемке работ при устройстве оснований и фундаментов. Москва : Стройиздат, 1976. 240 с.
4. Особенности внедрения железобетонных многопустотных предварительно напряженных плит перекрытий безопалубочного стендового формования / В. С. Шмуклер та ін. Комунальне господарство міст. 2014. № 114. С. 22–31.
5. ДБН А.3.2-2-2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12). На заміну СНиП III-4-80* ; чинний від 2012-04-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку та буд-ва України, 2013. 116 с.
6. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. На заміну ДБН В.1.1-7-2002 ; чинний від 2017-06-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2017. 35 с.
7. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. На заміну СНиП 2.01.07-85 (за винятком розділу 10) ; чинний від 2007-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2006. 75 с.
8. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. На заміну ДБН В.1.2-14-

- 2009 ; чинний від 2019-01-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2018. 30 с.
9. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. На заміну ДБН В.2.1-10-2009 ; чинний від 2019-01-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2018. 36 с.
 10. ДБН В.2.2-9:2018. Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення. На заміну ДБН В.2.2-9-2009 ; чинний від 2019-06-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2019. 43 с.
 11. ДБН В.2.2-15:2019. Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення. На заміну ДБН В.2.2-15-2005, ДБН В.3.2-2-2009 ; чинний від 2019-12-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2019. 45 с.
 12. ДБН В.2.2-41:2019. Висотні будівлі. Основні положення. На заміну ДБН В.2.2-24:2009 ; чинний від 2020-01-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2019. 47 с.
 13. ДБН В.2.3-15:2007. Споруди транспорту. Автостоянки і гаражі для легкових автомобілів. На заміну ВСН 01-89 в частині обладнання стоянок і гаражів для легкових автомобілів ; чинний від 2007-08-01. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2007. 37 с.
 14. ДБН В.2.6-31:2016. Теплова ізоляція будівель. На заміну ДБН В.2.6-31:2006 ; чинний від 2017-05-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2017. 30 с.
 15. ДСТУ Б В.2.1-27:2010. Основи та фундаменти споруд. Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань. На заміну СНиП 2.02.03-85 (розділ 5) ; чинний від 2011-07-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. 10 с.

16. ДСТУ Б А.2.4-7:2009. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. На заміну ДСТУ Б А.2.4-7-95 (ГОСТ 21.501-93) (зі скасуванням в Україні: СТ СЭВ 1633-79, СТ СЭВ 2825-80, СТ СЭВ 2826-80, СТ СЭВ 4937-84) ; чинний від 2010-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 71 с.
17. ДСТУ Б В.2.6-2:2009. Конструкції будинків і споруд. Вироби бетонні і залізобетонні. Загальні технічні умови. На заміну ДСТУ Б В.2.6-2-95 (зі скасуванням в Україні ГОСТ 6785-80, ГОСТ 13578-68, ГОСТ 18048-80, ГОСТ 18128-82, ГОСТ 19570-74, ГОСТ 23972-80, ГОСТ 24155-80, ГО ; чинний від 2010-10-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. 29 с.
18. ДСТУ Б В.2.6-49:2008. Конструкції будинків і споруд. Огорожі сходів, балконів і дахів сталеві. Загальні технічні умови. На заміну ГОСТ 25772-83 ; чинний від 2010-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 12 с.
19. ДСТУ Б В.2.7-23-95. Розчини будівельні. Загальні технічні умови. На заміну ГОСТ 28013-89, ГОСТ 4.233-86 ; чинний від 1996-01-01. Вид. офіц. Київ : Держкоммістобудування України, 1996. 23 с.
20. ДСТУ Б В.2.7-101-2000. Матеріали рулонні покрівельні та гідроізоляційні. Загальні технічні умови (ГОСТ 30547-97). На заміну ГОСТ 26627-85, ГОСТ 2551-75, ГОСТ 23835-79, ГОСТ 4.203-79 ; чинний від 2000-07-01. Вид. офіц. Київ : Держ. ком. буд-ва, архітектури та житл. політики України, 2000. 23 с.
21. ДСТУ Б В.2.7-316:2016. Плити та картон мінераловатні теплоізоляційні. Технічні умови. На заміну ДСТУ Б В.2.7-97-2000 (ГОСТ 9573-96), ДСТУ Б В.2.7-99-2000 (ГОСТ 22950-95) ; чинний від 2017-07-01. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2017. 18 с.
22. ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013. Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів (СНиП

- 3.02.01-87, MOD). На заміну СНиП 3.02.01-87 ; чинний від 2014-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2013. 82 с.
23. ДСТУ 8855:2019. Будівлі та споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності). На заміну ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 ; чинний від 2019-12-01. Вид. офіц. Київ : ДП "УкрНДНЦ", 2019. 13 с.
24. ДСТУ EN 14351-1:2020. Вікна та двері. Вимоги. Частина 1. Вікна та зовнішні двері (EN 14351-1:2006 + A2:2016, IDT). На заміну ДСТУ Б В.2.6-15:2011, ДСТУ Б В.2.6-23:2009 (ГОСТ 23166-99), ДСТУ Б В.2.6-99:2009 ; чинний від 2021-02-01. Вид. офіц. Київ : ДП "УкрНДНЦ", 2020. 56 с.
25. Peppercorn I. G., Taffin C. Rental Housing. The World Bank, 2013. URL: <https://doi.org/10.1596/978-0-8213-9655-1> (date of access: 02.12.2021).
26. Rental Housing Lessons From International Experience And Policies For Emerging Markets. World Bank Publications, 2012.